

## MODELACIÓN MATEMÁTICA HIDRO-MORFODINÁMICA A ESCALA DE CUENCA EN RÍOS CON LECHOS DE SEDIMENTOS NO-UNIFORMES

**Pedro A. Basile<sup>(1),(2)</sup>, Gerardo Riccardi<sup>(1),(2),(3)</sup> y José F. Rodríguez<sup>(4)</sup>**

<sup>(1)</sup> Departamento de Hidráulica – Escuela de Ingeniería Civil (FCEIA – UNR), Argentina.

<sup>(2)</sup> Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales (FCEIA – UNR), Argentina.

<sup>(3)</sup> Consejo de Investigaciones de la Universidad Nacional de Rosario (CIUNR), Argentina.

<sup>(4)</sup> Department of Civil, Surveying and Environmental Engineering, University of Newcastle, Australia.  
Riobamba 245, (2000) Rosario, Santa Fe, Argentina.  
e-mail: pbasile@fceia.unr.edu.ar

### RESUMEN

En el presente trabajo se describe el desarrollo y posterior aplicación del modelo hidro-morfodinámico espacialmente semidistribuido a escala de cuenca, denominado TEDRI-1D7C (Transporte y Erosión-Deposición en **R**íos - **1** Dimensional **7** Clases granulométricas). El modelo simula integralmente, desde la transformación lluvia-caudal y la alimentación sólida, en forma espacialmente agregada a escala de subcuenca, hasta la propagación distribuida de caudales (líquidos y sólidos) y los procesos de erosión-deposición en el curso principal. En particular, a lo largo del río, el modelo simula la evolución espacial y temporal de: i) caudal líquido (y variables de flujo asociadas), ii) transporte de sedimentos (fondo, suspensión y total) por clases granulométricas, iii) procesos de erosión-sedimentación y iv) cambios de composición granulométrica del lecho, en ríos aluviales con lechos de sedimentos no-uniformes y pendientes superiores al 0.2 %. El modelo fue calibrado con experimentos realizados en canales de laboratorio, ya sea con lechos de sedimentos de grava como de arena. Asimismo, el modelo fue aplicado en la cuenca del A° Marea (Chubut), para simular crecidas de diseño extraordinarias, a corto y largo plazo. Las comparaciones de los resultados del modelo con las mediciones disponibles muestran que el modelo reproduce adecuadamente la hidromorfodinámica en ambas aplicaciones.

**Palabras Claves:** modelación hidromorfodinámica, cuencas de ríos aluviales, sedimentos no-uniformes.

### ABSTRACT

In the present work the development and further application of the hydromorphodynamic and spatially-semidistributed model at basin scale named TEDRI-1D7C (Transport and Erosion-Deposition in **R**ivers – **1** Dimensional **7** Classes) is described. The model simulates integrally, from rainfall-runoff transformation and sediment input in a spatially-aggregated fashion at sub-basin scale to spatially-distributed propagation of discharges (liquid and solid) and erosion-deposition processes in the main stream. Particularly, along the river, the model simulates the time and space evolution of: i) liquid discharge (and related flow variables), ii) sediment transport (bed load, suspended load and total load) by fractions, iii) erosion-deposition processes and iv) riverbed sediment composition changes, in alluvial rivers with non-uniform sediments and slope greater than 0.2%. The model was calibrated with experiments performed in laboratory flumes with gravel and sand. Moreover, the model was applied in the Marea Creek basin (Chubut) to simulate extraordinary flooding events both for short and long-term. The comparison of model results with the available measurements shows that the model reproduces adequately the hydromorphodynamics in both applications.

**Keywords:** hydromorphodynamic modelling, alluvial rivers basins, non-uniform sediments.

## INTRODUCCIÓN

Las crecidas catastróficas en ríos con lecho móvil, de sedimentos fuertemente no-uniformes, se relacionan con los elevados caudales líquidos, generados por precipitaciones extraordinarias en la cuenca y, además, con la excesiva cantidad de sedimentos que alimentan el curso principal a través de los numerosos afluentes que conforman la red hidrográfica.

A los efectos de analizar el riesgo de inundaciones y la seguridad hidráulica en dichas áreas, es necesario disponer de un adecuado modelo matemático que sea capaz de simular numéricamente los procesos hidrológicos, hidrodinámicos, morfológicos y sedimentológicos, que ocurren durante tales eventos. A partir del original trabajo de De Vries (1959, 1965, 1969) distintos modelos morfodinámicos han sido desarrollados y utilizados para el estudio de los procesos de erosión y sedimentación en ríos aluviales (Parker, 2008).

En particular, numerosos modelos morfodinámicos para sedimentos no-uniformes, han sido desarrollados, muchos de los cuales son descriptos en Parker (2008), Thorne et al. (2010) y Williams et al. (2016). Tales modelos han sido aplicados en diferentes investigaciones, como por ejemplo, la simulación de procesos de acorazamiento del lecho, ingresos de sedimentos desde tributarios y pulsos de transporte debido a deslizamientos, composición más fina del lecho aguas abajo, efecto de remoción de presas, cambios del nivel de base, etc. (Hardy, 2013; Williams et al., 2016). Asimismo, han sido utilizados para simular procesos hidromorfológicos por efecto de cambio climático (Gómez et al., 2009; Coulthard y Van De Wiel, 2012) y analizar la dinámica de ríos trenzados (Sun et al., 2015; Williams et al., 2016). Los últimos desarrollos y los desafíos pendientes en modelación morfodinámica han sido analizados por Mosselman (2012), Siviglia y Crosato (2016), Williams et al. (2016). Algunos de los tópicos que se destacan, se refieren al acoplamiento de procesos y de modelos, y a su prueba y validación.

En este sentido, algunos desarrollos recientes han consistido en el acoplamiento del modelo de evolución geomorfológica a escala de cuenca CAESAR con el modelo hidrodinámico de complejidad reducida LISFLOOD-FP, dando lugar al modelo CAESAR-LISFLOOD (Coulthard et al., 2013), o a la aplicación desacoplada del modelo HEC-HMS con el modelo SECRAC (Chiari et al., 2010).

No obstante, la modelación integral a escala de cuenca, requiere modelos hidromorfodinámicos de tipo operativo, que describan además, adecuadamente procesos a escala de tramo. De esta manera, los mismos pueden ser utilizados en el manejo de riesgo de inundaciones y toma de decisiones durante eventos de crecidas extraordinarias, entre otras aplicaciones. En el caso que estamos describiendo, el modelo debe representar la dinámica del flujo bifásico, considerando las peculiaridades que presentan los ríos aluviales (incluyendo tramos no-aluviales) en ambientes geográficos de pendientes superiores a 2 m/km, integrando los procesos hidrológicos, hidrodinámicos y morfodinámicos, en un solo código computacional.

Estos ríos forman parte generalmente de una densa red hidrográfica y muestran una fuerte variabilidad espacial y temporal de los parámetros hidráulicos, morfológicos y sedimentológicos. En particular, tanto los sedimentos que constituyen el lecho, como así también, el material sólido que ingresa a través de los numerosos afluentes, presentan una acentuada no uniformidad granulométrica. Es necesario, por lo tanto, considerar la continuidad sólida por clases granulométricas; contemplar los efectos de protección/exposición en el cálculo del transporte de sedimentos por fracciones; considerar los aportes laterales de agua y sedimentos de los afluentes, teniendo en cuenta las distintas modalidades de ingreso.

Por otra parte, aún excluyendo la parte alta de la cuenca, las pendientes de fondo adoptan valores significativos. Consecuentemente, las ondas de crecida se propagan gobernadas sustancialmente por las fuerzas de gravedad y fricción,  $S_b > 0.002$ , (Henderson, 1963; USACE, 1994, Bellos et al., 1995; Chiari et al., 2010). Además, no obstante a pequeña escala espacial el flujo es altamente no uniforme, alternando localmente entre estados supercríticos y subcríticos, con ondas tridimensionales de variada orientación, en un tramo relativamente largo, digamos del orden de magnitud del ancho del río, la condición media de la corriente hídrica es bien representada por un flujo cuasi-uniforme. Esto permite, representar cada tramo por sus características morfo-sedimentológicas promedio, describir la resistencia al flujo mediante parámetros de rugosidad globales y representar la hidrodinámica en forma simplificada, asumiendo que en la ecuación dinámica el término gravitacional se equilibra solo con el término de fricción.

A partir de esta conceptualización de los procesos físicos más relevantes, se desarrolló e implementó computacionalmente el modelo hidromorfodinámico espacialmente semidistribuido a escala de cuenca, denominado TEDRI-1D7C, Transporte y Erosión-Deposición en Ríos - 1 Dimensional 7 Clases granulométricas, (Basile, 2016; Basile y Riccardi, 2016). El modelo simula integralmente, desde la transformación lluvia-caudal y la alimentación sólida, en forma espacialmente agregada a escala de subcuenca, hasta la propagación distribuida de caudales (líquidos y sólidos) y los procesos de erosión-deposición en el curso principal. El modelo es capaz de representar, a lo largo del río, la evolución espacial y temporal de: i) caudal líquido (y variables de flujo asociadas), ii) transporte de sedimentos (fondo, suspensión y total) por clases granulométricas, iii) procesos de erosión-sedimentación y iv) cambios de composición granulométrica del lecho; en cuencas relativamente grandes y morfológicamente complejas.

## DESCRIPCIÓN DEL MODELO TEDRI-1D7C

El modelo realiza en primer lugar la transformación lluvia-caudal por subcuencas y la suma de hidrogramas en las confluencias. Sucesivamente, los mismos se propagan en forma distribuida a lo largo del cauce principal, obteniéndose valores de caudales (y variables de flujo asociadas) en las distintas secciones de cálculo.

El aporte de sedimentos, en función del tiempo, se calcula a partir de la hidrodinámica y de las características sedimentológicas de los tramos terminales de cada afluente; según distintas modalidades que se describen más adelante. Los transportes de sedimentos que ingresan lateralmente se van generando a medida que el proceso de cálculo avanza en el tiempo. Los sedimentos que ingresan al cauce principal, se combinan con los transportes encauzados y se propagan, produciendo variaciones del nivel del lecho y cambios de su composición granulométrica.

## Modelación de procesos hidrológicos

La transformación lluvia-caudal se realiza para cada subcuenca mediante la convolución del HUI de Nash o el HUS triangular equivalente del SCS de EE.UU, con el hietograma de lluvia neta. Este último se obtiene mediante el método del número de curva (CN) del Servicio de Conservación de Suelos de EE.UU (Chow et al., 1994). Alternativamente, los mismos pueden especificarse como caudales laterales externos. Se pueden simular hasta cincuenta afluentes.

## HUI de Nash

El HUI de Nash es expresado mediante la siguiente ecuación (Basile y Zimmermann, 2008):

$$u(t) = \frac{V_0}{K (n-1)!} e^{-t/K} \left( \frac{t}{K} \right)^{n-1} \quad (1)$$

donde t: tiempo (s), u(t): ordenada del HUI (m<sup>3</sup>/s.mm), V<sub>0</sub>: volumen asociado a 1 mm de lluvia neta uniformemente distribuida en la subcuenca (m<sup>3</sup>), K: coeficiente de embalse lineal (1/s) y n: número de embalses (-).

Los parámetros del HUI, n y K, pueden ser especificados por el usuario, a partir de su determinación con mediciones en cuencas aforadas. Alternativamente, especialmente en cuencas no aforadas, el modelo los calcula, para cada subcuenca, en función de las características morfológicas de las mismas (Basile, 2016).

## HUS triangular del SCS

La ordenada pico del HUS triangular equivalente del SCS es dada por:

$$u_p = \frac{0.5556 V_p^* A}{T_p} \quad (2)$$

donde V<sub>p</sub><sup>\*</sup>: volumen adimensional acumulado en correspondencia del pico del HUS adimensional (igual a 0.375 en el método original), A es el área de la subcuenca (km<sup>2</sup>) y T<sub>p</sub>: tiempo al pico:

$$T_p = 0.5 t_n + t_p = 0.5 t_n + \beta T_c \quad (3)$$

donde t<sub>n</sub>: tiempo de lluvia neta unitaria, t<sub>p</sub>: tiempo de retardo, β: coeficiente cuyo valor puede ser especificado por el usuario y en el método original es igual a 0.6 (valor por default en el modelo). El tiempo de concentración de la subcuenca se estima mediante la fórmula de Ventura: T<sub>c</sub>=α (A/S<sub>bm</sub>)<sup>0.5</sup>, con A (km<sup>2</sup>), S<sub>bm</sub>: pendiente media del curso principal (m/m) y α: coeficiente variable para los datos de Ventura entre 0.03–0.15, que puede ser especificado por el usuario.

El tiempo de base del HUS se determina mediante:

$$t_b = \frac{1}{V_p^*} T_p \quad (4)$$

Los parámetros de calibración son: β y V<sub>p</sub><sup>\*</sup>. El tiem-

po de lluvia neta unitaria se determina considerando:  $t_n \leq (1/M)T_c$ , y  $M=10-20$  puede ser especificado.

### Hietograma de lluvia neta

En el método del número de curva, el CN se relaciona con las condiciones de escurrimiento a través de la diferencia potencial máxima  $S$ , mediante la siguiente expresión:

$$CN = \frac{25400}{254 + S(mm)} \quad (5)$$

A cada complejo suelo-vegetación, su morfología (pendiente sustancialmente), su uso y condición de humedad antecedente, le corresponde un valor de CN. Por lo tanto, de la ecuación (5) se calcula  $S$ . Luego, la parte de la lluvia total  $P_{tot}$  que produce escurrimiento (lluvia neta  $P_{net}$ ) se determina como:

$$P_{net} = \frac{(P_{tot} - 0.2S)^2}{P_{tot} + 0.8S} \quad (6)$$

A partir de la curva de lluvia total acumulada en cada subcuenca, el modelo discretiza dichas curvas con un  $\Delta t$  igual a la duración de lluvia del hidrograma unitario seleccionado y calcula la infiltración acumulada  $F$  mediante la ecuación propuesta por Chow et al. (1994):

$$F(t) = \frac{S[P_{ac}(t) - IA(t)]}{P_{ac}(t) - IA(t) + S} \quad (7)$$

donde  $IA_{tot}=0.2 S$ , es la abstracción inicial. Si,  $P_{ac}(t) \leq IA_{tot}$ , entonces  $IA(t)=P_{ac}(t)$  y  $F(t)=0$ . Por el contrario, si  $P_{ac}(t) > IA_{tot}$ , entonces  $IA(t)= IA_{tot}$  y  $F(t)$  se calcula con la ec. (7).

Luego se calcula la lluvia neta acumulada  $P_{net,ac}(t)=P_{ac}(t)-IA(t)-F(t)$ , y sucesivamente, mediante un proceso de desacumulación, determina el hietograma de lluvia neta para cada subcuenca.

### Ecuación de convolución discreta

El modelo calcula los caudales de escurrimiento directo de cada subcuenca realizando la convolución entre el hidrograma unitario seleccionado y el hietograma de lluvia neta. El procedimiento se realiza aplicando la ecuación de convolución discreta:

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m u_{n-m+1} \quad (8)$$

donde  $M$ : número total de pulsos de lluvia  $m$  que componen el hietograma de lluvia neta ( $m=1,2,\dots,M$ ). Para un total de  $L$  ordenadas no nulas del HU ( $l=1,2,\dots,L$ ) quedan definidas  $N$  ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo  $N=L+M-1$  con ( $n=1,2,\dots,N$ ).

Finalmente, se suman los caudales base de cada subcuenca y se determinan los correspondientes hidrogramas de escurrimiento global que alimentan el cauce principal.

### Modelación de procesos hidrodinámicos

La hidrodinámica del cauce principal se representa mediante las ecuaciones de flujo impermanente gradualmente variado 1D de De Saint Venant, donde se desprecian los términos inerciales y de gradiente de presión en la ecuación dinámica, es decir, se asume flujo localmente uniforme:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L \quad (9)$$

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S_b^{1/2} \quad (10)$$

donde  $t$  (s): coordenada temporal,  $x$ : coordenada espacial (m),  $A$ : área mojada ( $m^2$ ),  $Q$ : caudal ( $m^3/s$ ),  $q_L$ : caudal lateral por unidad de ancho ( $m^2/s$ ),  $R$ : radio hidráulico (m),  $S_b$ : pendiente de fondo ( - ) y  $n$ : coeficiente de rugosidad de Manning, definido como:  $n=\alpha(d_{90})^{1/6}$ , con  $\alpha \approx 0.04$  y  $d_{90}$ : diámetro del material del lecho para el cual el 90% es más fino (m). El coeficiente  $\alpha$  es constante y puede ser calibrado, mientras  $d_{90}$  puede variar durante la evolución de la composición del lecho, induciendo de este modo una variación espacio-temporal del coeficiente  $n$ .

Tal abordaje es totalmente justificado para ríos con pendientes  $S_b \geq 0.002$  (Bellos et al., 1995; Chiari, 2010).

La ec. (10) establece que existe una relación unívoca entre áreas y caudales, en una sección determinada  $x_0$ , por lo tanto, reemplazando la derivada temporal del área en la ec. (9), se obtiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c_w \frac{\partial Q}{\partial x} = c_w q_L \quad (11)$$

La ec. (11) representa un proceso de advección pura donde el caudal  $Q$  es propagado aguas abajo con una celeridad  $c_w$ . Donde  $c_w$  está representada por  $dQ/dA|_{x_0}$  y es función de la velocidad  $U(x,t)$ .

Efectuando la derivada del caudal  $Q$ , dado por la ec. (10), respecto al área  $A$ , se obtiene:

$$c_w = (5/3) U \quad (12)$$

Las condiciones iniciales son del tipo  $Q(x,0)$  y se necesita una sola condición de borde  $Q(x_1,t)$  especificada en el contorno aguas arriba. Las profundidades  $h(x,t)$ , en cada sección de cálculo a lo largo del cauce principal (y demás variables hidráulicas asociadas:  $A(x,t)$  y  $R(x,t)$ ), se obtienen a partir de la relación  $h$ - $Q$  una vez calculados los caudales  $Q(x,t)$ , y sucesivamente se determinan las velocidades medias  $U(x,t)$  y tensiones de corte sobre el fondo  $\tau_b(x,t)$ .

### Modelación de la morfodinámica del cauce

A partir del concepto de capa activa o de mezcla (Hirano, 1971), distintos modelos, cada uno con diferentes grados de simplificación, han sido desarrollados para simular los procesos morfodinámicos en ríos con lechos de sedimentos no-uniformes (Ribberink, 1987; Armanini y Di Silvio, 1988; Di Silvio y Peviani, 1991; Parker, 1992; Basile y Di Silvio, 1994; Cui y Parker, 1997; Tsujimoto, 1999; Basile, 2000a, 2002; Wu y Wang, 2008; Parker, 2008; Fasolato et al., 2009; Di Silvio, 2009; Chiari et al., 2010; Sun et al., 2015; Laufer et al., 2016; Stecca et al., 2016).

El presente modelo representa los procesos de transporte fraccional, erosión-deposición y cambios de composición del lecho, mediante modelos de dos y tres estratos, como se muestra en la Figura 1.

#### Modelo de dos estratos

Simula adaptación instantánea del transporte en suspensión a las condiciones hidrodinámicas locales, por lo tanto, el transporte en suspensión puede ser conglobado en el transporte total, el cual se asume en condiciones de equilibrio (capacidad de transporte). Este abordaje se utiliza cuando el paso de integración espacial es mayor que la longitud de adaptación de las partículas más finas transportadas en suspensión. Y, en general, en todos aquellos casos don-

de el transporte es predominantemente de fondo. En la parte superior, la corriente hídrica constituye el estrato de transporte total de sedimentos. Por otra parte, el lecho del río se esquematiza mediante un estrato de mezcla de altura  $\delta$ , debajo del cual se encuentra el sedimento no perturbado o substrato (Parker y Sutherland, 1990; Di Silvio, 1992a; Parker, 1992; Basile, 1999; Parker, 2008). El balance de sedimentos para la clase  $i$ -ésima en el estrato de transporte total se expresa como:

$$\frac{\partial Q_{ti}}{\partial x} + B \phi_{ti} = q_{Li} \quad (13)$$

donde  $Q_{ti}$  es la capacidad de transporte volumétrico total de sedimentos de la  $i$ -ésima clase ( $m^3/s$ ),  $B$  es el ancho mojado de la sección transversal ( $m$ ),  $\phi_{ti}$  es el correspondiente flujo vertical de sedimentos entre el estrato de transporte y el estrato de mezcla ( $m/s$ ) y  $q_{Li}$  es el transporte volumétrico total por unidad de longitud de la misma fracción que ingresa lateralmente ( $m^2/s$ ).

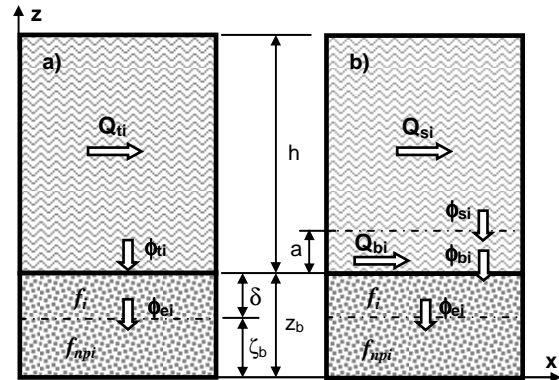


Figura 1. Esquematización del flujo de sedimentos en: a) modelo de dos estratos, b) modelo de tres estratos.

En el estrato de mezcla solo se producen flujos verticales de sedimentos, debido a los procesos de erosión-deposición, los cuales inducen cambios en su composición granulométrica. El balance sólido para la clase  $i$ -ésima en dicho estrato se expresa como:

$$(1-p) \left[ \frac{\partial (f_i \delta)}{\partial t} + \phi_{ei} \right] = \phi_{ti} \quad (14a)$$

$$\phi_{ei} = f_{ei} \frac{\partial (z_b - \delta)}{\partial t} \quad (14b)$$

donde  $p$ : porosidad del sedimento ( - ),  $f_i$ : fracción

de la clase  $i$ -ésima presente en el estrato de mezcla ( - ),  $\phi_{ei}$ : flujo de sedimentos (m/s) entre el estrato de mezcla y el substrato de sedimentos no perturbados de composición  $f_{npi}$ ,  $z_b$ : nivel del fondo (m) y  $f_{ei}$ : fracción de intercambio entre el estrato de mezcla y el substrato ( - ):  $f_{ei} = f_i$  si en un determinado intervalo de tiempo la superficie de separación, posicionada en cota ( $z_b - \delta$ ), se desplaza hacia arriba (deposición) o  $f_{ei} = f_{npi}$  si tal superficie se desplaza hacia abajo (erosión):

$$f_{ei} = \begin{cases} f_i & \text{si } \frac{\partial z_b}{\partial t} > 0 \\ f_{npi} & \text{si } \frac{\partial z_b}{\partial t} < 0 \end{cases} \quad (14c)$$

La altura del estrato de mezcla se relaciona con las partículas más gruesas presentes en el mismo mediante:  $\delta = 2 d_{90}$ . El valor de  $d_{90}$  puede variar durante la evolución de la composición granulométrica del estrato de mezcla, produciendo, por lo tanto, cambios en el tiempo y en el espacio del valor de  $\delta$ .

Introduciendo la ecuación (14b) en la ecuación (14a), realizando la sumatoria sobre el número total de clases granulométricas  $N$  (recordando que  $\sum_{i=1}^N f_i = \sum_{i=1}^N f_{ei} = 1$ ) y sucesivamente utilizando la ecuación (13) para expresar el flujo de sedimentos  $\phi_{ti}$ , se obtiene la ecuación que describe el gradiente temporal del nivel del fondo como:

$$(1-p) \frac{\partial z_b}{\partial t} = \sum_{i=1}^N \phi_{ti} = \frac{1}{B} \left( \sum_{i=1}^N q_{tLi} - \frac{\partial \sum_{i=1}^N Q_{ti}}{\partial x} \right) \quad (15)$$

donde  $N$ : número total de clases granulométricas. El modelo puede representar hasta un máximo de 7 clases granulométricas. Con un intervalo de clase  $\Delta\phi=2$ , en escala sedimentológica  $\phi$  ( $d=2^{-\phi}$ ), puede representar granulometrías extendidas desde arenas:  $2 < \phi < 4$  hasta cantos rodados ( $-8 < \phi < -10$ ). De cualquier manera, es posible adoptar diferentes tipos de distribuciones, de acuerdo a las necesidades que requiera cada simulación en particular, modificando  $\Delta\phi$ .

Por lo tanto, en cada sección de cálculo y para cada intervalo de integración temporal, el modelo determina primero, con la ecuación (13) el flujo vertical de sedimentos  $\phi_{ti}$ , luego con la (15) calcula los cambios temporales del nivel del lecho  $\Delta z_b$  y actualiza los niveles del lecho  $z_b$ . Sucesivamente, con la ecuación (14a), determina los cambios temporales de la composición granulométrica del lecho  $f_i$ .

ción (14a), determina los cambios temporales de la composición granulométrica del lecho  $f_i$ .

### Modelo de tres estratos

Simula transporte en suspensión en condiciones de no-equilibrio, por lo tanto, el transporte en suspensión es una incógnita. Este abordaje es útil para simular los procesos morfodinámicos cuando en el aporte sólido preponderan fracciones de sedimentos finos, en el rango de arenas muy finas a finas, y es aplicable en todos aquellos casos donde la longitud de adaptación del sedimento en suspensión es menor que el paso de integración espacial adoptado.

La corriente hídrica se divide en un estrato de transporte en suspensión y en un estrato de transporte de fondo. Por otra parte, el lecho del río se esquematiza mediante un estrato de mezcla, debajo del cual se encuentra el sedimento no perturbado o substrato.

Para el sedimento presente en el estrato de transporte en suspensión es necesario distinguir entre el transporte sólido efectivo de la clase  $i$ -ésima,  $Q_{si}$ , y la capacidad de transporte de la misma clase,  $Q_{sci}$ . Estos dos transportes coinciden solo en condiciones de equilibrio. En el caso general, en cambio, el flujo vertical neto de la clase  $i$ -ésima entre el estrato de transporte en suspensión y el estrato de transporte de fondo se expresa como:

$$\phi_{si} = \frac{1}{B \lambda_{*i}} (Q_{si} - Q_{sci}) \quad (16)$$

donde  $B$ : ancho de la sección y  $\lambda_{*i}$ : longitud de adaptación de la clase  $i$ -ésima, que se expresa mediante la siguiente fórmula (Armanini y Di Silvio, 1988):

$$\lambda_{*i} = \frac{U h}{w_{si}} \left[ \frac{a}{h} + \left( 1 - \frac{a}{h} \right) e^{-1.5 \left( \frac{a}{h} \right)^{-1/6} \left( \frac{w_{si}}{u_*} \right)} \right] \quad (17)$$

donde  $w_{si}$ : velocidad de caída asociada a la clase  $i$ -ésima (m/s),  $u_*$ : velocidad de corte (m/s) y  $a=2 d_{90}$  o  $a=0.05 h$  (se adopta el mínimo).

La velocidad de caída asociada a la clase  $i$ -ésima se estima con la ecuación de Cheng (1997):

$$w_{si} = \frac{v}{d_i} \left[ \left( 25 + 1.2 D_{*i}^2 \right)^{1/2} - 5 \right]^{3/2} \quad (18a)$$

$$D_{*i} = d_i \left[ \frac{(s-1)g}{v^2} \right]^{1/3} \quad (18b)$$

donde  $d_i$ : diámetro representativo de la  $i$ -ésima clase (m),  $D_{*i}$ : diámetro adimensional,  $v$ : viscosidad cinemática ( $m^2/s$ ),  $s=\rho_s/\rho$ : gravedad específica del sedimento y  $g$ : aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ).

Consecuentemente, el balance de sedimentos para la clase  $i$ -ésima en el estrato de transporte en suspensión se expresa como:

$$\frac{\partial (Q_{si}/U)}{\partial t} + \frac{\partial Q_{si}}{\partial x} + B \phi_{si} = q_{sLi} \quad (19)$$

donde  $U$ : velocidad media de la corriente hídrica,  $q_{sLi}$ : transporte en suspensión, por unidad de longitud, que ingresa lateralmente. El término  $Q_{si}/U = C_{si} h_s B$ , representa la cantidad de sedimento almacenado en el estrato de suspensión, siendo  $C_{si}$  la concentración de sedimentos asociada a la clase  $i$ -ésima en dicho estrato. La dispersión longitudinal no se tiene en consideración, por ser generalmente despreciable (inclusive para sedimentos muy finos), respecto al término que expresa el intercambio neto con el estrato de fondo.

La ecuación de continuidad de sedimentos para la clase  $i$ -ésima en el estrato de transporte de fondo se expresa como:

$$\frac{\partial Q_{bi}}{\partial x} + B(\phi_{bi} - \phi_{si}) = q_{bLi} \quad (20)$$

donde  $\phi_{bi}$  es el flujo vertical de sedimentos entre el estrato de transporte de fondo y el estrato de mezcla y  $q_{bLi}$  es el transporte de fondo por unidad de longitud que ingresa lateralmente.

Para la derivación de la ecuación (20) se ha considerado que el transporte es controlado por las condiciones hidrodinámicas y sedimentológicas locales, por lo tanto,  $Q_{bi} = Q_{bci}$ , donde este último es la capacidad de transporte de fondo. Además, no se ha incorporado el gradiente temporal del almacenamiento por ser despreciable respecto a los restantes términos involucrados.

Análogamente al modelo anterior, en el estrato de mezcla solo se producen flujos verticales de sedi-

mentos. El balance sólido para la clase  $i$ -ésima en dicho estrato se expresa como:

$$(1-p) \left[ \frac{\partial (f_i \delta)}{\partial t} + \phi_{ei} \right] = \phi_{bi} \quad (21a)$$

$$\phi_{ei} = f_{ei} \frac{\partial (z_b - \delta)}{\partial t} \quad (21b)$$

donde las variables intervinientes ya han sido definidas.

Introduciendo la ecuación (21b) en la ecuación (21a), realizando la sumatoria sobre el número total de clases granulométricas y sucesivamente utilizando la ecuación (20) para expresar el flujo de sedimentos  $\phi_{bi}$ , se obtiene la ecuación que describe el gradiente temporal del nivel del fondo como:

$$(1-p) \frac{\partial z_b}{\partial t} = \sum_{i=1}^7 \phi_{bi} = \sum_{i=1}^7 \phi_{si} + \frac{1}{B} \left( \sum_{i=1}^7 q_{bLi} - \frac{\partial \sum_{i=1}^7 Q_{bi}}{\partial x} \right) \quad (22)$$

Por lo tanto, en cada sección de cálculo y para cada intervalo de integración temporal, el modelo determina primero, con la ecuación (19) el transporte en suspensión efectivo y el flujo vertical de sedimentos  $\phi_{si}$ , después con la (20) determina el flujo vertical  $\phi_{bi}$ , luego con la (22) calcula los cambios temporales del nivel del lecho  $\Delta z_b$  y actualiza los niveles del lecho  $z_b$ . Sucesivamente, con la ecuación (21a), determina los cambios temporales de la composición granulométrica del lecho  $f_i$ .

### Ecuaciones de transporte de sedimentos

El modelo calcula la capacidad de transporte fraccional de sedimentos con cualquiera de las siguientes cuatro ecuaciones: i) Engelund y Hansen (1967), ii) Di Silvio (1983), iii) Van Rijn (1984) y iv) Meyer-Peter y Müller (1948), todas modificadas para calcular el transporte de sedimentos no uniformes por fracciones granulométricas (Basile, 2000b). La división del transporte total, en fondo y suspensión, se realiza con la relación de transportes de Van Rijn.

### Ecuación de Engelund y Hansen modificada

La ecuación de Engelund y Hansen (1967), modificada para sedimentos heterogéneos (Basile, 2000b) se expresa como:

$$\frac{Q_{ti}[(s-1)g]}{B u_*^3} = \alpha_{eh} f_i C_f^2 \tau_{*i} \xi_{oi} \quad (23)$$

donde  $s=\rho_s/\rho$  es la gravedad específica del sedimento, siendo  $\rho_s$  la densidad del sedimento y  $\rho$  la densidad del agua;  $g$  es la aceleración de la gravedad;  $\alpha_{eh}$  es un coeficiente de proporcionalidad que puede ser especificado por el usuario y cuyo valor original es 0.05;  $u_*$  es la velocidad de corte  $u_*=(\tau_b/\rho)^{0.5}$ , siendo  $\tau_b$  la tensión de corte sobre el fondo ( $\tau_b=\rho g R S_b$ );  $f_i$  es la fracción correspondiente a la clase  $i$ -ésima presente en el lecho,  $C_f$  es el factor de fricción  $C_f=U/u_*$ , siendo  $U$  la velocidad media de flujo.

En (23)  $\tau_{*i}$  es la tensión de corte adimensional referida a la partícula de diámetro  $d_i$  y  $\xi_{oi}$  es el coeficiente de protección-exposición correspondiente a la clase  $i$ -ésima:

$$\tau_{*i} = \frac{\tau_b}{g(\rho_s - \rho)d_i}, \quad \xi_{oi} = \left( \frac{d_i}{d_m} \right)^b \quad (24), (25)$$

con  $d_m$ : diámetro medio aritmético de la distribución granulométrica del sedimento del lecho:

$$d_m = \sum_{i=1}^N f_i d_i \quad (26)$$

La corrección de la tensión de corte adimensional referida a una partícula de diámetro  $d_i$  es expresada en la ec. (23) mediante el producto de las ecs. (24) y (25), es decir:  $\tau_{*i}^{corr.} = \tau_{*i} \xi_{oi}$ . El exponente  $b$  en (25) puede adoptar valores comprendidos entre 0 y 1. Dichos valores establecen dos comportamientos extremos del transporte:

i)  $b=0 \rightarrow \xi_{oi}=1 \rightarrow \tau_{*i}^{corr.} = \tau_{*i}$ : No existen efectos de protección-exposición, es decir, no existe interacción entre partículas de diámetros diferentes, razón por la cual cada partícula conserva la movilidad intrínseca sugerida por su diámetro absoluto y el transporte es completamente selectivo. En este caso se observa un fuerte desvío de la composición del transporte hacia partículas finas y un incremento del transporte global.

ii)  $b=1 \rightarrow \xi_{oi}=d_i/d_m \rightarrow \tau_{*i}^{corr.} = \tau_{*m}$ : Los efectos de protección-exposición son tan fuertes que anulan

completamente la movilidad intrínseca sugerida por el diámetro absoluto de cada partícula, conduciendo a la condición de igual movilidad (Parker, 1992). Con respecto a la situación analizada anteriormente, en este caso se observa que la composición del transporte es idéntica a la del fondo y que el transporte global es drásticamente reducido.

El coeficiente de protección-exposición simula una disminución (aumento) de la tensión de corte adimensional para aquellas partículas que presentan diámetros menores (mayores) que un determinado diámetro de referencia. En la presente formulación el diámetro de referencia es igual a  $d_m$ , para el cual no es necesaria ninguna corrección.

#### División del transporte total en fondo y suspensión

En el modelo de dos estratos, la continuidad de sedimentos se resuelve considerando la capacidad de transporte en suspensión y de fondo, agregadas en  $Q_{ti}$ . Resulta útil dividir  $Q_{ti}$  en capacidad de transporte de fondo y en suspensión. Por un lado, esto es útil ya que generalmente, para calibrar las fórmulas solo se tienen datos medidos de uno de ellos (usualmente de transporte en suspensión).

Por otro lado, en el modelo de tres estratos, se requiere estimar la capacidad de transporte en suspensión, la cual puede ser distinta del transporte en suspensión efectivo (el cual es una incógnita en dicho modelo), mientras que, el transporte de fondo se supone igual a la capacidad de transporte.

Por lo tanto, en el modelo la capacidad de transporte total de la clase  $i$ -ésima  $Q_{ti}$  se divide en fondo y suspensión en función de la relación de transportes de fondo y suspensión  $rt_{bsi}$  de Van Rijn (1984):

$$rt_{bsi} = \frac{\alpha_b}{\alpha_s} \left( \frac{d_i}{h} \right)^{0.2} D_{*i}^{0.6} \quad (27)$$

$$Q_{bsi} = \left( \frac{rt_{bsi}}{1 + rt_{bsi}} \right) Q_{ti}, \quad Q_{sci} = \left( \frac{1}{1 + rt_{bsi}} \right) Q_{ti} \quad (28), (29)$$

donde  $\alpha_b=0.005$  y  $\alpha_s=0.012$  (valores originales). Si se cuentan con mediciones, los mismos pueden ser especificados por el usuario a los fines de calibrar las ecuaciones. Si para la simulación se selecciona el modelo de dos estratos:  $Q_{bi}=Q_{bsi}$  y  $Q_{si}=Q_{sci}$ . En cambio, si se adopta el modelo de tres estratos:  $Q_{bi}=Q_{bsi}$  y  $Q_{si}$  es una incógnita, que se determina a partir del balance en el estrato de transporte en suspensión.



Ecuación de Di Silvio modificada

La ec. de Di Silvio (1983) implementada en el modelo, fue desarrollada a partir de la relación entre el transporte adimensional de Einstein y la potencia cúbica de la tensión de corte adimensional. Eliminando la profundidad de esta última, mediante el uso de la ecuación de resistencia de Manning-Strickler, el transporte fue expresado como una función del caudal líquido  $Q$ , la pendiente del fondo  $S_b$ , el ancho de la sección transversal  $B$  y el diámetro del sedimento  $d$ . La versión original para sedimentos uniformes fue verificada con datos de campo y sucesivamente modificada para sedimentos heterogéneos introduciendo la fracción  $f_i$  referida a la clase  $i$ -ésima y un coeficiente de protección-exposición. En la versión para sedimentos heterogéneos, dada por Di Silvio y Brunelli (1989), la misma se expresa como:

$$Q_{ti} = \alpha_{ds} f_i \frac{Q^m S_b^n}{B^p d_i^q} \xi_{oi} \quad (30)$$

donde los coeficientes adoptan los siguientes valores:  $m=1.8$ ,  $n=2.1$ ,  $p=0.8$ ,  $q=1.2$  y  $\alpha_{ds}=0.08$ . El coeficiente de protección-exposición es determinado con la ec. (25). El transporte  $Q_{ti}$  es dividido en fondo y suspensión mediante las ecs. (28) y (29).

Ecuaciones de Van Rijn modificadas

Para determinar el transporte total de sedimentos en el modelo, se modificaron las versiones simplificadas de las ecs. de transporte de fondo y en suspensión de Van Rijn (1984), mediante la corrección de la velocidad media crítica de cada partícula:

$$Q_{bi} = f_i \alpha_b Q \left( \frac{d_i}{h} \right)^{1.2} \left\{ \frac{U - U_{ci}^{corr.}}{[(s-1)g d_i]^{0.5}} \right\}^{2.4} \quad (31)$$

$$Q_{si} = f_i \alpha_s Q \left( \frac{d_i}{h} \right) D_{*i}^{-0.6} \left\{ \frac{U - U_{ci}^{corr.}}{[(s-1)g d_i]^{0.5}} \right\}^{2.4} \quad (32)$$

donde  $\alpha_b=0.005$  y  $\alpha_s=0.012$  (valores originales) y el transporte total se obtiene como:  $Q_{ti}=Q_{bi}+Q_{si}$ . Si se cuentan con mediciones, los mismos pueden ser especificados por el usuario a los fines de calibrar las ecuaciones.

La velocidad media crítica corregida para la clase  $i$ -ésima se expresa como:

$$U_{ci}^{corr.} = U_{ci} \sqrt{\xi_{ci}}, \quad \xi_{ci} = (d_i/d_m)^{-b} \quad (33),(34)$$

con  $U_{ci}$  velocidad media crítica, referida a la movilidad del diámetro absoluto  $d_i$ , determinada con:

$$\frac{U_{ci}}{u_{*ci}} = 5.75 \log \left( \frac{12h}{3d_{90}} \right) \quad (35)$$

$$u_{*ci} = \sqrt{\tau_{*ci} (s-1)g d_i} \quad (36)$$

donde  $u_{*ci}$  es velocidad de corte crítica para la  $i$ -ésima clase.

En (36) la tensión de corte adimensional crítica de la  $i$ -ésima clase se estima con la ecuación parametrizada de la curva de Shields propuesta por Basile et al. (2016):

$$\tau_{*ci} = \left[ 9 D_{*i}^{-1.6} + 0.19 \exp(-16 D_{*i}^{-1.16}) \right]^2 \times \left( \sqrt{25 + 1.2 D_{*i}^2} - 5 \right)^3 D_{*i}^{-3} \quad (37)$$

con  $D_{*i}$ : diámetro adimensional dado por la ec. (18b) El transporte total  $Q_{ti}$  es dividido en fondo y suspensión mediante las ecs. (28) y (29), que tienen origen a partir justamente de las ecs. (31) y (32).

Ecuación de Meyer-Peter y Müller modificada

En aquellos casos donde el transporte de fondo es predominante, en el modelo se puede seleccionar la ecuación de Meyer-Peter y Müller (1948), adaptada para calcular el transporte por clases granulométricas, corrigiendo la tensión de corte adimensional crítica mediante el coeficiente de protección-exposición de Eguiazaroff (1965) e introduciendo la fracción  $f_i$  correspondiente a cada clase, Basile (2000b).

$$\frac{Q_{ti}}{B \sqrt{(s-1)g d_i^3}} = \alpha_{mpm} f_i (\tau_{*i} - \xi_{ci} 0.047)^{3/2} \quad (38)$$

$$\tau_{*i} = \frac{u_*^2}{(s-1)g d_i}, \quad u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad (39),(40)$$

donde el subíndice  $i$  está indicando la  $i$ -ésima clase en que se divide la distribución granulométrica del sedimento del lecho ( $i=1,2,...,N$ ) y  $\xi_{ci}$  es el coeficiente de protección-exposición de Eguiazaroff (1965), modificado por Ashida y Michiue (1971):

$$\xi_{ci} = \begin{cases} 0.85(d_i/d_m)^{-1} & (d_i/d_m) \leq 0.4 \\ [1 + 0.782 \log(d_i/d_m)]^{-2} & (d_i/d_m) > 0.4 \end{cases} \quad (41)$$

El coeficiente dado por la ec. (41) producirá un aumento de la tensión de corte adimensional crítica para aquellas partículas que presentan valores de la relación de diámetros  $d_i/d_m \leq 0.4$  y una disminución de la misma para  $d_i/d_m > 0.4$ , respecto a la tensión de corte adimensional crítica que sugiere su diámetro absoluto. El coeficiente de proporcionalidad  $\alpha_{mpm}$  puede ser ajustado si se cuentan con mediciones. Wong y Parker (2006a), analizaron los datos originales de MP&M (solo los correspondientes a lecho plano) y propusieron un valor de 4.93 para  $\alpha_{mpm}$  y de 1.6 para el exponente del término de exceso de tensión de corte adimensional, es decir, ligeramente superior al valor original de 1.5.

La ecuación de MP&M se utiliza en el modelo cuando el transporte de fondo es predominante y se adapta a las condiciones hidrosedimentológicas locales del río, con longitudes de adaptación menores al paso de integración espacial de la simulación. Por lo tanto, siempre se utiliza en conjunción con la selección del modelo de dos estratos. Dado que el transporte  $Q_{ti}$  determinado con la ec. (38) se asocia integralmente al transporte de fondo, en este caso no se realiza ninguna división de dicho transporte.

#### Aporte lateral de sedimentos desde afluentes

El modelo permite representar el ingreso de transporte ordinario y extraordinario de sedimentos desde los afluentes. Tales modalidades de ingreso dependen de las características morfo-sedimentológicas de los tramos terminales de cada afluente.

*Caso TL1:* Representa el ingreso de transporte ordinario, el cual se verifica cuando no existen deslizamientos en el afluente. En este caso, el ingreso lateral de sedimentos, transportados por la corriente hídrica de un afluente, es calculado mediante la ecuación de transporte en función de los parámetros hidrodinámicos y de las características sedimentológicas locales del tramo final del mismo (Di Silvio, 1989a,b; 1992b; Di Silvio y Peviani, 1991).

El procedimiento de cálculo consiste en considerar el caudal líquido generado por transformación lluvia-caudal o asignado, la rugosidad y la morfología del cauce del afluente en su tramo terminal, con los cuales se determinan los parámetros hidráulicos (pro-

fundidad, velocidad y tensión de corte sobre el lecho). Sucesivamente, en función de la composición granulométrica del lecho del afluente, se calcula el transporte de sedimentos que ingresa lateralmente y se agrega al transporte del curso principal.

*Caso TL2:* Representa el ingreso de transporte extraordinario (tipo I), el cual se aplica cuando se verifican deslizamientos en un afluente cuya pendiente es  $S_b < 15\%$ . En este caso, el ingreso lateral de sedimentos se calcula con la ecuación de transporte de sedimentos, asumiendo que la composición granulométrica del fondo del afluente, en su tramo terminal, inmediatamente después de ocurrido un deslizamiento, es igual a aquella que posee el sedimento que constituye el cuerpo del deslizamiento. La composición granulométrica del fondo del afluente, permanece igual a la del sedimento que compone el deslizamiento, hasta que el volumen total deslizado ( $V_s$ ) es eventualmente transportado por el hidrograma que ingresa al curso principal.

*Caso TL3:* Representa el ingreso de transporte extraordinario (tipo II), mediante el cual es posible simular el ingreso de transporte bajo forma de flujo de detritos proveniente de un afluente. Esto se verifica cuando se produce un deslizamiento en un afluente cuya pendiente es mayor que 15-20% (Takahashi, 1981; Wang et al., 1999). En este caso, la composición granulométrica del fondo del curso principal, en la zona de la confluencia, es modificada asumiendo que la misma es igual a la composición del material que ingresa. Se asume además una tasa de entrada constante del flujo de detritos (Di Silvio, 1989a,b; Di Silvio y Peviani, 1991).

#### Tratamiento de sectores no aluviales del cauce

En los sectores no aluviales del río (con afloramientos rocosos en el fondo), el modelo no permite que la erosión, del sedimento eventualmente depositado previamente, progrese por debajo del nivel del fondo rocoso en el tramo especificado.

#### Mapeo estratigráfico de los depósitos del cauce

Los procesos de sedimentación dan lugar, sobre todo bajo condiciones hidrológicas y sedimentológicas fuertemente variables en el espacio y en el tiempo, a fenómenos de estratificación de los depósitos. Para contemplar este proceso, el modelo almacena la "historia deposicional", en función de niveles del lecho y composiciones granulométricas, para que en el caso de eventuales erosiones de los mismos, se asigne correctamente la composición granulométrica para el cálculo del transporte de cada clase.

## Representación de las secciones transversales

Las secciones transversales se representan en el modelo como se observa en la Figura 2. Los datos a suministrar son los anchos de fondo para el cauce central y las zonas laterales de expansión, las relaciones  $H/V$  para los taludes del canal central y para los laterales y la altura de margen llena del cauce central ( $H_{bf}$ ).

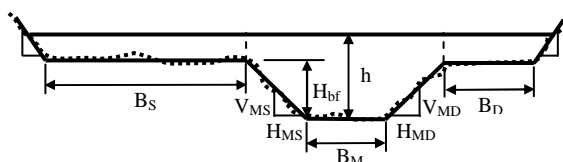


Figura 2. Esquematación de una sección transversal genérica.

De esta manera es posible representar una variedad de secciones transversales, desde compactas triangulares, cuadrangulares, rectangulares y trapezoidales; hasta estas mismas tipologías pero compuestas, ya sea con una o con dos zonas laterales de expansión.

Se especifican además, la pendiente del fondo y los coeficientes de rugosidad de Manning, los cuales se determinan a partir del  $d_{90}$  del sedimento del lecho. En los datos de entrada, a cada sección se le asigna un número y su progresiva dato. Las secciones relevadas, que se ingresan como dato, no necesariamente deben estar equidistantes según el  $\Delta x$  de cálculo, ya que el modelo mediante rutinas de interpolación genera las secciones equidistantes, según el  $\Delta x$  adoptado, interpolando linealmente entre dos secciones consecutivas ingresadas como dato. Lo mismo hace con las demás características morfológicas y sedimentológicas.

## MODELO NUMÉRICO Y LÓGICA COMPUTACIONAL

La representación de los procesos hidrológicos, hidrodinámicos y morfodinámicos, descriptos precedentemente, son resueltos numéricamente e implementados computacionalmente en algoritmos de cálculo desarrollados en Lenguaje Visual Fortran 5.0 (Basile, 2016, Basile y Riccardi, 2016). En el cauce principal, las ecuaciones que describen la hidrodinámica y la morfodinámica, se resuelven conjuntamente en forma cuasi-acoplada, a través de aproximaciones en diferencias finitas, utilizando esquemas de predicción-corrección. Para la fase de predicción se utiliza un esquema progresivo en el tiempo y regresivo en el espacio, mientras que, para la fase de corrección se aplica el esquema de Priessmann. To-

dos los parámetros físicos y numéricos son provistos por el usuario y pueden ser cambiados a través de un archivo Excel, con extensión csv, de entrada de datos. El primer bloque computacional incluye la gestión de datos de entrada, la generación de datos en secciones de cálculo interpoladas, la transformación lluvia-caudal (Hidrología), la inicialización de rugosidades del lecho, variables de flujo (Hidrodinámica) y Transporte de Sedimentos en el cauce principal.

El bloque computacional de Morfodinámica, se activa después de la inicialización, llamando secuencialmente a los bloques de Hidrodinámica y Transporte de Sedimentos, de acuerdo al esquema numérico de predicción-corrección, para calcular los procesos de erosión-deposición y cambios de la composición del lecho. Con tales resultados se actualizan en  $t=t_0+\Delta t$  las rugosidades y pendientes del lecho y se determinan las variables de flujo y transporte de sedimentos, en un loop de avance temporal ascendente, con adaptación dinámica del paso de integración temporal. El modelo utiliza 26 subrutinas que ejecutan todas las operaciones de gestión de datos, los cálculos y las salidas de resultados hidrológicos, hidrodinámicos y morfodinámicos en archivos Excel con extensión csv.

## CONDICIONES INICIALES Y AL CONTORNO

El modelo de simulación numérica requiere condiciones iniciales y al contorno. Las condiciones iniciales están representadas por las características geométricas, niveles del fondo, pendientes y la composición granulométrica, los caudales líquidos y los caudales sólidos; sea para el cauce principal como así también para los tramos inferiores de los afluentes.

Las condiciones de borde están representadas por el hidrograma y el sedimentograma de entrada en correspondencia del contorno de aguas arriba. Asimismo se requieren los hidrogramas de los afluentes y los respectivos ingresos laterales de sedimentos. Los caudales de entrada, tanto en el extremo aguas arriba como en correspondencia de cada afluente, pueden ser especificados como caudales externos o determinados mediante transformación lluvia-caudal.

Se puede representar el ingreso al curso principal de caudales líquidos y sólidos provenientes de un número máximo de 50 afluentes, de este modo es posible simular cuencas con elevada densidad de drenaje.

## CALIBRACIÓN DEL MODELO CON EXPERIMENTOS DE LABORATORIO

### Experimentos de Wong y Parker (W&P, 2006b)

El objetivo principal de los experimentos realizados por Wong y Parker (2006b) fue analizar como responden morfológicamente el lecho de grava de un canal de laboratorio, ante una serie de ciclos repetidos de hidrogramas. Bajo la hipótesis que, en condiciones de equilibrio de lecho móvil, el nivel del fondo permanece sustancialmente invariable para los distintos ciclos de hidrogramas triangulares utilizados en los experimentos, los cuales se consignan en la Tabla 1.

El canal utilizado es de ancho  $B=0.5$  m y longitud  $L=22.5$  m. Para el sedimento utilizaron grava de diámetro medio geométrico  $d_g=7.2$  mm y desvío estándar geométrico  $\sigma_g=1.2$ ; con  $d_{50}=7.1$  mm,  $d_{90}=9.6$  mm y  $\rho_s=2550$  kg/m<sup>3</sup>. Ulteriores detalles sobre los experimentos se pueden consultar en Wong y Parker (2006b).

**Tabla 1: Condiciones experimentales para el ingreso de caudales líquidos y sólidos (W&P, 2006b).**

Exp. N	$Q_{base}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{pico}$ (m <sup>3</sup> /s)	$t_{pico}$ (min)	$t_{base}$ (min)	$Q_b$ (kg/s)
F1-1	0.052	0.086	15	30	0.144
F1-2	0.052	0.086	30	60	0.144
F2-1	0.044	0.083	7.5	15	0.080
F2-2	0.044	0.083	7.5	30	0.080
F2-3	0.044	0.083	7.5	45	0.080
F3-1	0.044	0.065	15	30	0.080
F3-2	0.044	0.083	15	30	0.080
F3-3	0.044	0.102	15	30	0.080

### Simulaciones numéricas

El paso de integración espacial se adoptó igual a  $\Delta x=0.5$  m, quedando conformadas 45 secciones de cálculo a lo largo del canal de 22.5 m de longitud. Los coeficientes de peso de los esquemas numéricos (Basile, 2016) fueron:  $\theta_s=0.55$ ,  $\theta_w=0.65$  y  $\psi_w=0.5$ . El tiempo total de la simulación de cada experimento fue de 20 hs.

La curva granulométrica del sedimento adoptado en las simulaciones numéricas describe adecuadamente el sedimento utilizado en los experimentos. Los parámetros estadísticos más relevantes resultan: diámetro medio geométrico  $d_g=7.18$  mm y desvío estándar geométrico  $\sigma_g=1.072$ ; con  $d_{50}=7.13$  mm y  $d_{90}=9.6$  mm.

En el modelo se adoptaron 7 clases granulométricas, con los siguientes diámetros representativos y correspondientes fracciones:  $d_1=4.362$  mm ( $f_1=0.03$ ),

$d_2=5.187$  mm ( $f_2=0.09$ ),  $d_3=6.169$  mm ( $f_3=0.29$ ),  $d_4=7.336$  mm ( $f_4=0.27$ ),  $d_5=8.724$  mm ( $f_5=0.215$ ),  $d_6=10.375$  mm ( $f_6=0.092$ ) y  $d_7=12.338$  mm ( $f_7=0.013$ ). El correspondiente intervalo de clase en escala  $\phi$  se adoptó igual a  $\Delta\phi=0.25$ . Para el sedimento se especificó, además, porosidad  $p=0.4$  y densidad  $\rho_s=2550$  kg/m<sup>3</sup>. Se adoptó el modelo de dos estratos, dado que la longitud de adaptación estimada del  $d_1=4.362$  mm, resulta  $\lambda_{s1}\approx 0.035$  m, es decir, mucho menor al  $\Delta x=0.5$  m adoptado para las simulaciones. Para reproducir la hidrodinámica, el coeficiente de rugosidad de Manning se ajustó a partir de los datos de caudal, pendiente de fondo y profundidades de flujo observadas. Dado que el modelo estima dinámicamente dicho coeficiente a partir del  $d_{90}$  del lecho ( $n=\alpha d_{90}^{1/6}$ ), donde  $\alpha=EM/26$  y  $d_{90}$  (m); para reproducir los coeficientes de rugosidad observados, se ajustó el parámetro EM, el cual varió entre 0.8 y 1.07.

Dado que el transporte de sedimentos es sustancialmente de fondo, se seleccionó la ecuación de transporte de Meyer-Peter y Müller. El coeficiente de proporcionalidad se ajustó para reproducir las mediciones de transporte, resultando valores comprendidos entre 1.98 y 2.85. Valores similares de dicho coeficiente fueron calibrados por Wong y Parker para simular numéricamente los experimentos ( $\alpha_{mpm}=2.66$ ), si bien la ecuación de MP&M utilizada por ellos, difiere ligeramente respecto a la implementada en TEDRI-1D7C, en el valor de la tensión de corte adimensional crítica:  $\tau_{*c}=0.0549$  (Wong y Parker, 2006b).

### Evaluación de resultados

En la Tabla 2 se presentan los valores observados y calculados, para equilibrio de lecho móvil, de: i) pendiente del fondo  $S_b$ , ii) profundidades de flujo asociadas al caudal base y al caudal pico de los hidrogramas,  $h_{base}$  y  $h_{pico}$  respectivamente, iii) velocidades de flujo  $U_{base}$  y  $U_{pico}$ . El modelo representa las situaciones de equilibrio de lecho móvil en forma muy satisfactoria.

**Tabla 2: Valores observados y calculados de variables morfológicas e hidráulicas (Exp. W&P, 2006b).**

Exp.	$S_b$ (%)		$h_{base}$ (m)		$h_{pico}$ (m)		$U_{base}$ (m/s)		$U_{pico}$ (m/s)	
	Obs.	Calc.	Obs.	Calc.	Obs.	Calc.	Obs.	Calc.	Obs.	Calc.
F1-1	1.38	1.39	0.086	0.0851	0.116	0.1187	1.21	1.222	1.48	1.449
F1-2	1.35	1.35	0.080	0.0797	0.109	0.1112	1.30	1.305	1.58	1.547
F2-1	1.08	1.08	0.086	0.0864	0.132	0.1315	1.02	1.019	1.26	1.262
F2-2	1.03	1.05	0.092	0.0900	0.135	0.1376	0.96	0.978	1.23	1.206
F2-3	1.06	1.06	0.099	0.0963	0.139	0.1481	0.89	0.914	1.19	1.121
F3-1	1.18	1.17	0.090	0.0891	0.112	0.1153	0.98	0.988	1.16	1.127
F3-2	1.05	1.03	0.093	0.0906	0.136	0.1386	0.95	0.971	1.22	1.198
F3-3	0.92	0.92	0.103	0.0985	0.162	0.1754	0.85	0.893	1.26	1.163

En las Figuras 3 y 4 se presenta la evolución temporal de la velocidad de flujo y del nivel del lecho calculado, referido al nivel inicial, correspondientes al experimento F1-2, respectivamente.

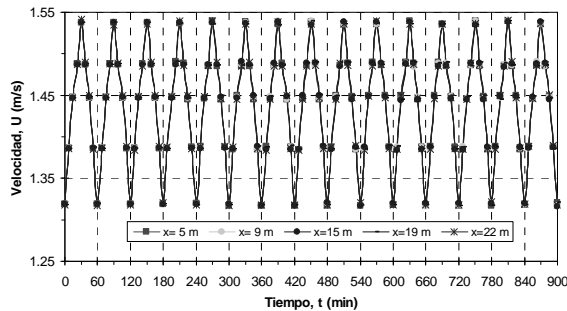


Figura 3. Evolución temporal de la velocidad de flujo, en distintas prog. del canal, para 15 ciclos de caudales. Exp. F1-2.

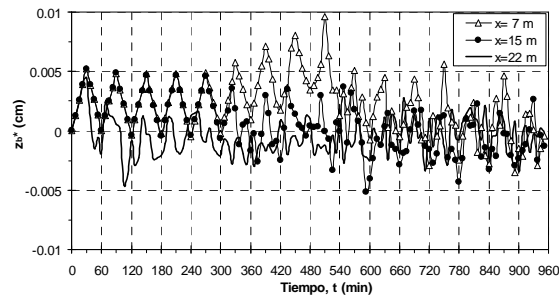


Figura 4. Evolución temporal del nivel del lecho, referido al inicial, en distintas prog., para 16 ciclos de caudal. Exp. F1-2.

Se observa que, efectivamente el lecho móvil de equilibrio (alcanzado a los 780 min.) no experimenta procesos acentuados de erosión o depósito, ante el tránsito de la serie de hidrogramas. El nivel del lecho fluctúa ligeramente entorno al valor  $z_b^*=0$ , es decir, al valor inicial, manteniendo su pendiente de equilibrio. El mismo comportamiento, descrito anteriormente, se observa en las simulaciones de los demás experimentos reportados en la Tabla 2.

En la Figura 5 se presenta la evolución espacio-temporal de los niveles del lecho y de la superficie libre del agua, referidos al nivel inicial del lecho, para la condición de equilibrio de lecho móvil correspondiente a la simulación del experimento F1-2.

Se observa que el concepto de invariabilidad general del lecho, en términos de pendiente, se extiende también a la pendiente de la superficie libre del agua. Idéntico resultado se obtiene también para el resto de los experimentos simulados.

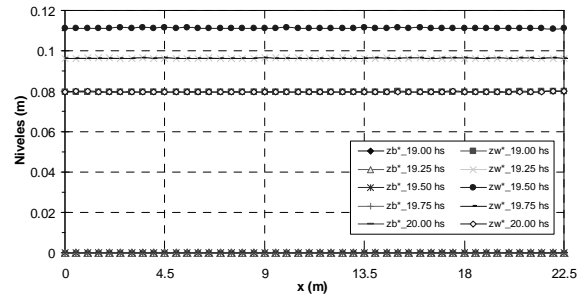


Figura 5. Evolución espacio-temporal del nivel del lecho ( $z_b^*$ ) y del agua ( $z_w^*$ ), referidos al nivel inicial del lecho, para la condición de equilibrio de lecho móvil. Experimento F1-2.

En las Figuras 6, 7, 8 y 9 se presenta la evolución temporal del transporte de fondo a la salida del canal, calculado y observado, para la condición de lecho móvil de equilibrio durante el ciclo de un hidrograma, correspondientes a los experimentos F1-2, F2-2, F2-3 y F3-1.

En dichas Figuras se observa un acuerdo muy satisfactorio entre los valores calculados y el conjunto de mediciones realizadas durante los experimentos.

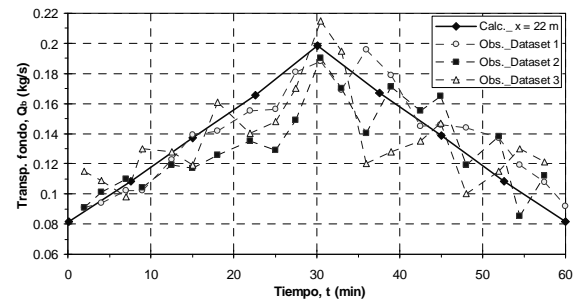


Figura 6. Evolución temporal del transporte de fondo a la salida del canal, calculado y observado, para lecho móvil de equilibrio, durante el vigésimo ciclo de caudales ( $t=20$  hs.). Exp. F1-2.

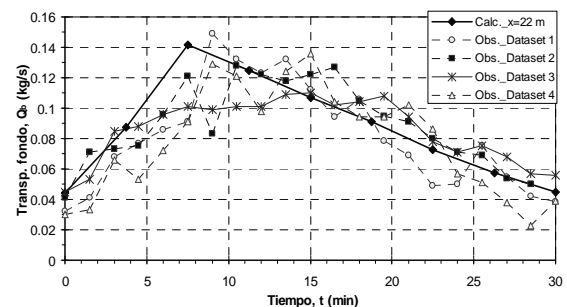


Figura 7. Evolución temporal del transporte de fondo, calculado y observado, a la salida del canal, para lecho móvil de equilibrio. Experimento F2-2.

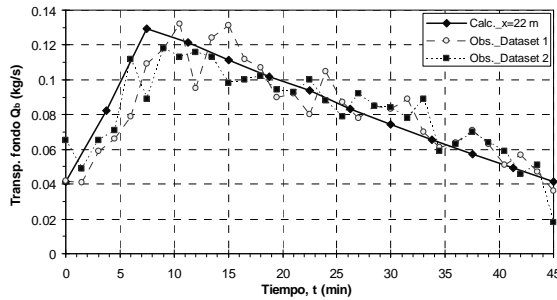


Figura 8. Evolución temporal del transporte de fondo, calculado y observado, a la salida del canal, para lecho móvil de equilibrio. Experimento F2-3.

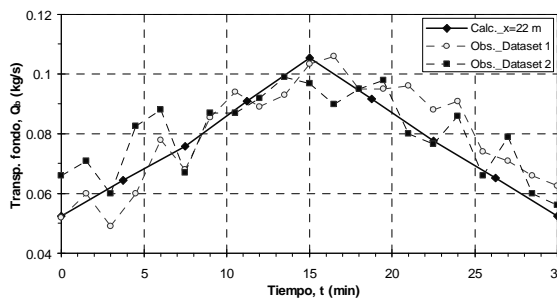


Figura 9. Evolución temporal del transporte de fondo, calculado y observado, a la salida del canal, para lecho móvil de equilibrio. Experimento F3-1.

### Experimentos de Soni et al. (1980)

El objetivo principal de la experimentación realizada por Soni et al. (1980) fue analizar como responde morfodinámicamente el lecho de arena de un canal de laboratorio, ante un ingreso de sedimentos superior a la capacidad de transporte del canal en condiciones de equilibrio. Es decir, representar experimentalmente el efecto de sobrealimentación sólida en un tramo de río aluvial.

Los experimentos se realizaron en un canal experimental de 30 m de longitud, 0.2 m de ancho y 0.5 m de profundidad. Para materializar el lecho móvil del canal utilizaron arena de diámetro  $d_{50}=0.32$  mm. El mismo sedimento fue también utilizado para especificar la alimentación sólida en el extremo aguas arriba del canal.

En la Tabla 3 se resumen las condiciones experimentales, correspondientes a las situaciones de equilibrio iniciales de los experimentos E-1 y E-6, seleccionados para la verificación del modelo.

En el experimento E-1, la relación entre el transporte de sedimentos en ingreso ( $Q_t$  in.) y el transporte de

equilibrio inicial ( $Q_t$  eq.) es igual a 5, mientras que en el E-6, dicha relación es igual a 2.35. Es decir, el transporte en ingreso se aumenta un 400% y un 135 % respecto al transporte del canal en equilibrio, respectivamente. En ambos experimentos, tanto el caudal líquido como el transporte sólido de sobrealimentación en ingreso, se mantuvieron constantes. Ulteriores detalles sobre los experimentos se pueden consultar en Soni et al., (1980).

Tabla 3: Condiciones iniciales para los experimentos de sobrealimentación sólida (Soni et al., 1980).  $RQ_t=Q_t$  in./ $Q_t$  eq.

Exp. N°	Q (m³/s)	S_b (%)	h (m)	U (m/s)	Q_t eq. (m³/s)	RQ_t
E-1	0.0040	0.356	0.050	0.400	$2.42 \times 10^{-6}$	5.00
E-6	0.0071	0.236	0.085	0.417	$3.32 \times 10^{-6}$	2.35

### Simulaciones numéricas

En las simulaciones numéricas realizadas, las entradas de agua y sedimento, en el contorno aguas arriba del modelo, se especificaron de acuerdo a los valores consignados en la Tabla 3.

Para las simulaciones se adoptó una curva granulométrica del sedimento del lecho que reproduce adecuadamente el sedimento utilizado en los experimentos. Los parámetros estadísticos más relevantes resultan: diámetro medio geométrico  $d_g=0.32$  mm y desvío estándar geométrico  $\sigma_g=1$ ; con  $d_{50}=0.32$  mm y  $d_{90}=0.324$  mm.

Se adoptaron 7 clases granulométricas, con los siguientes diámetros representativos y correspondientes fracciones:  $d_1=0.3132$  mm ( $f_1=0.02$ ),  $d_2=0.3153$  mm ( $f_2=0.08$ ),  $d_3=0.3175$  mm ( $f_3=0.162$ ),  $d_4=0.3197$  mm ( $f_4=0.388$ ),  $d_5=0.3220$  mm ( $f_5=0.266$ ),  $d_6=0.3242$  mm ( $f_6=0.064$ ) y  $d_7=0.3265$  mm ( $f_7=0.06$ ). El intervalo de clase en escala  $\phi$  fue igual a  $\Delta\phi=0.01$ . Para el sedimento se adoptó, además, porosidad  $p=0.4$  y densidad  $\rho_s=2650$  kg/m³.

El paso de integración espacial se adoptó igual a  $\Delta x=0.5$  m, quedando conformadas 60 secciones de cálculo a lo largo del canal de 30 m de longitud. Los coeficientes de peso de los esquemas numéricos (Basilé, 2016) fueron:  $\theta_s=0.55$ ,  $\theta_w=0.65$  y  $\psi_w=0.5$ . El tiempo total de la simulación de cada experimento fue de 7200 s, con impresión de resultados cada 450 s. Se adoptó el modelo de dos estratos, dado que la longitud de adaptación estimada del  $d_1$  resulta  $\lambda_{*1}\approx 0.18$  m, es decir, mucho menor al  $\Delta x=0.5$  m adoptado para las simulaciones.

En primer lugar se realizaron simulaciones para representar adecuadamente la hidrodinámica y el transporte de sedimentos en condiciones de equilibrio del canal. A tales efectos, el coeficiente de rugosidad de Manning se ajustó a partir de los datos de velocidad, pendiente de fondo y profundidades de flujo de equilibrio observadas en los dos experimentos.

Dado que el modelo estima dinámicamente dicho coeficiente a partir del  $d_{90}$  del lecho ( $n = \alpha d_{90}^{1/6}$ ), donde  $\alpha = EM / 26$  y  $d_{90}$  (m); se ajustó el parámetro EM para reproducir los coeficientes de rugosidad observados. Los valores determinados de EM fueron 1.533 (E-1) y 1.566 (E-6).

Para estimar el transporte de sedimentos se seleccionó la ecuación de Engelund & Hansen, y para reproducir el transporte de equilibrio, se ajustó el coeficiente de proporcionalidad  $\alpha_{ch}$ , resultando 0.087 (E-1) y 0.078 (E-6). El exponente de la función de protección-exposición se especificó igual a 0.8. Dadas las características de cuasi-uniformidad del sedimento, el transporte no es sensible a este último parámetro.

Una vez realizadas las simulaciones de equilibrio, se ejecutaron las simulaciones de sobrealimentación sólida, especificando los valores de ingreso de transporte indicados en la Tabla 4 y manteniendo invariables los parámetros determinados previamente.

### Análisis de resultados

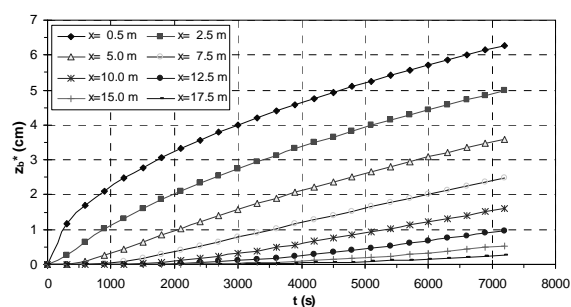
En la Tabla 4 se presentan los valores observados y calculados, en condiciones de equilibrio de lecho móvil para la fase líquida y sólida, en ambos experimentos, de: i) pendiente, ii) profundidad, ii) velocidad de flujo, iii) transporte de sedimentos.

**Tabla 4: Valores observados y calculados de variables morfológicas e hidráulicas (Exp. Soni et al., 1980).**

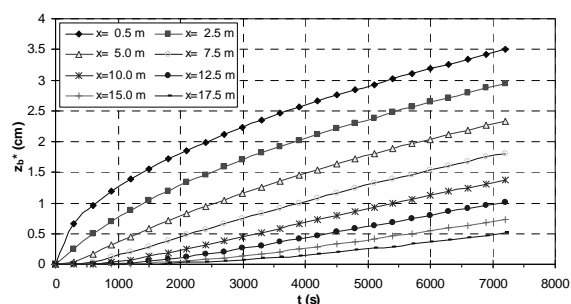
Exp. N°	$S_b$ (%)		$h$ (m)		$U$ (m/s)		$Q_t \times 10^{-6}$ (m³/s)	
	Obs.	Calc.	Obs.	Calc.	Obs.	Calc.	Obs.	Calc.
E-1	0.356	0.356	0.050	0.0497	0.400	0.4026	2.42	2.41
E-6	0.263	0.263	0.085	0.0847	0.417	0.4190	3.32	3.33

Se observa que el ajuste logrado en la representación de la situación de equilibrio inicial para los dos experimentos es muy satisfactorio. Para todas las variables de Tabla 4, los errores relativos entre valores observados y calculados son menores al 1%. A partir de dichas situaciones, se simuló los procesos hidromorfodinámicos con sobrealimentación sólida en el canal. En las Figuras 10 y 11 se presenta la evolución tem-

poral del nivel del lecho calculado, referido al nivel inicial, correspondientes a los experimentos con sobrealimentación sólida E-1 y E-6 respectivamente. En ambas Figuras se observa el fuerte proceso de deposición de sedimentos ( $z_b^* > 0$ ) que se propaga desde aguas arriba a aguas abajo. Recién a los 4000 s y 2000 s se empieza a sentir el efecto de elevación del lecho en la progresiva 17.5 m en los experimentos E-1 y E-6, respectivamente.



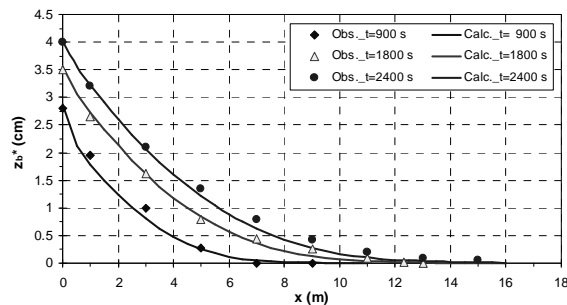
**Figura 10. Evolución temporal del nivel del lecho calculado, referido al nivel inicial, en distintas progresivas. Experimento E-1.**



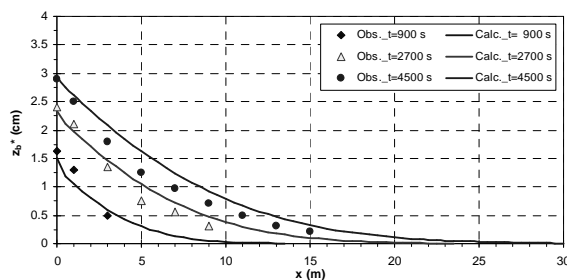
**Figura 11. Evolución temporal del nivel del lecho calculado, referido al nivel inicial, en distintas progresivas. Experimento E-6.**

En el experimento E-6 la propagación de la perturbación es más rápida que en el experimento E-1, debido sustancialmente a la mayor velocidad de flujo (y consecuentemente a la mayor capacidad de transporte) y, además, por el hecho de que la relación entre el transporte de equilibrio y el transporte impuesto a la entrada es igual a 2.35, es decir, aproximadamente la mitad que el correspondiente al experimento E-1, que es igual a 5. Esto se traduce en una adaptación más rápida del lecho a las condiciones de transporte impuestas en el contorno aguas arriba.

Lo descripto anteriormente puede observarse, en detalle, en las Figuras 12 y 13, donde se presenta la evolución espacial del nivel del lecho calculado y observado, referidos al nivel inicial, para tres tiempos diferentes.



**Figura 12.** Evolución espacial del nivel del lecho, observado y calculado, referido al nivel inicial, para distintos tiempo de cálculo (hasta  $t=2400$  s). Experimento E-1.



**Figura 13.** Evolución espacial del nivel del lecho, observado y calculado, referido al nivel inicial, para distintos tiempo de cálculo (hasta  $t=4500$  s). Experimento E-6.

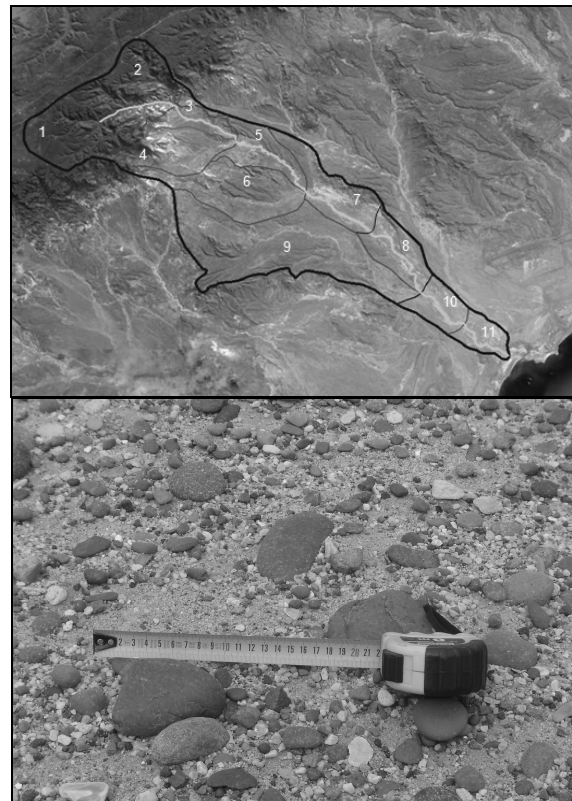
En dichas Figuras se nota que el modelo reproduce satisfactoriamente los niveles del lecho observados. En particular, la evolución correspondiente al experimento E-1 es muy bien representada, mientras que, para el experimento E-6, si bien los resultados son satisfactorios, se observa una ligera tendencia a sobrestimar los niveles medidos para  $t > 4500$  s.

## APLICACIÓN DEL MODELO EN LA CUENCA DEL ARROYO MAREA

La cuenca del A° Marea (Figura 14, arriba) se encuentra en la denominada Patagonia extra-andina, en la Provincia del Chubut (Argentina) y drena un área de  $187 \text{ km}^2$ . El curso principal, a lo largo de 41 km, recibe el aporte de numerosos afluentes. El inicio del curso principal se ubica en cota 385 m (s.n.m.m) y desemboca en la Bahía Bustamante a cota 4 m (s.n.m.m). El perfil de los suelos cuenta con un epipedón ócrico (horizonte A) de 10 cm de espesor, desprovisto de materia orgánica y de textura franco arenosa. A partir de los 10 cm se reconoce un B2 argílico, muy bien expresado, de textura franco arcillo arenosa; inmediatamente aparece un B3 de textura franco arcillo arenosa. Desde los 50 cm de pro-

fundidad y sobre un material más antiguo se encuentra un horizonte C de textura franco arenosa.

La vegetación en esta región es de tipo xerófila compuesta en su mayoría por arbustos de bajo tamaño. Los sedimentos del lecho consisten en arena con grava en la parte terminal del arroyo, como se muestra en la Figura 14 (abajo). Mientras que, en los tramos medios y altos se encuentran sedimentos heterogéneos mas gruesos, con variada composición de arenas, gravas y cantos rodados (Basile et al., 2013).



**Figura 14.** Cuenca A° Marea (arriba) y Sedimentos del lecho cerca de la desembocadura (abajo).

## Simulación numérica para lluvia de R=50 años

Se simuló un evento de crecida asociado a una lluvia de recurrencia 50 años. La lluvia de diseño de 71 mm se determinó a partir del estudio estadístico de datos pluviométricos (Estación Comodoro Rivadavia Aero, SMN). El CN se adoptó igual 85, acorde a los suelos de la cuenca. Para la transformación lluvia-caudal se seleccionó el HUI de Nash. Dado que se trata de una cuenca no aforada, los parámetros  $n$  y  $K$  se estimaron a partir de la morfología de cada subcuenca (Basile, 2016). El transporte de sedimentos se evaluó con la ecuación de Engelund y Hansen.



Para representar el sedimento del lecho se adoptaron 7 clases granulométricas, cuyos diámetros representativos fueron:  $d_1=0.125$  mm,  $d_2=0.5$  mm,  $d_3=2$  mm,  $d_4=8$  mm,  $d_5=32$  mm,  $d_6=128$  mm y  $d_7=512$  mm. Con intervalo de clase  $\Delta\phi=2$ . La porosidad del sedimento se adoptó igual a 0.4 y la densidad  $2650$  kg/m<sup>3</sup>. La cuenca se subdividió en 11 subcuencas (ver Figura 14) y las entradas de sedimentos desde los afluentes se tipificaron como transporte ordinario (Caso TL1). Los datos morfo-sedimentológicos fueron recabados de información existente (Basile et al., 2013). El paso de integración espacial fue  $\Delta x=250$  m, quedando conformadas 164 secciones de cálculo. Se adoptó el modelo de tres estratos, dado que la longitud de adaptación estimada del  $d_1=0.125$  mm, resulta  $\lambda_{*1}\approx 315$  m, es decir, mayor que  $\Delta x=250$  m. Los coeficientes de peso de los esquemas numéricos fueron  $\theta_s=0.55$ ,  $\psi_s=0.5$ ,  $\theta_w=0.65$  y  $\psi_w=0.5$ . El tiempo total de la simulación fue de 36 hs, con impresión de resultados cada 0.5 hs.

### Evaluación de resultados

En la Figura 15 se presentan los hidrogramas simulados, en diferentes progresivas a lo largo del cauce principal. Se observa que el caudal pico, a la salida de la cuenca (progresiva 41 km), es del orden de  $250$  m<sup>3</sup>/s, y se alcanza a las 6.9 hs., a partir del tiempo inicial  $t=0$  hs.

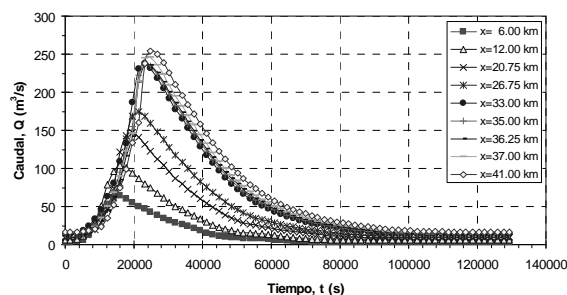


Figura 15. Hidrogramas calculados en distintas progresivas a lo largo del cauce principal.

Los coeficientes de rugosidad de Manning, calculados dinámicamente en función del  $d_{90}$ , variaron entre  $0.032$  y  $0.056$  s/m<sup>1/3</sup>.

Un caudal pico similar ( $220$  m<sup>3</sup>/s) fue obtenido aplicando el modelo HEC-HMS (USACE, 2010), para misma lluvia y CN, y utilizando el HUS del SCS para la transformación lluvia-caudal y el método de Muskingum para la propagación de caudales (Basile et al., 2013).

En la Figura 16 se observa la evolución temporal del transporte total de sedimentos (fondo + suspensión), sumado sobre el número total de fracciones, en diferentes progresivas a lo largo del cauce.

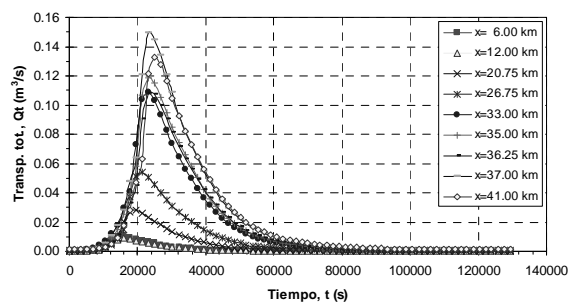


Figura 16. Evolución temporal del transporte total de sedimentos en diferentes progresivas a lo largo del cauce.

En la Figura 17 se presenta la evolución temporal del nivel del lecho, respecto al nivel inicial, para diferentes progresivas.

Se observan procesos de erosión ( $z_b^* < 0$ ) y depósito ( $z_b^* > 0$ ) a lo largo del tramo durante la propagación de la crecida.

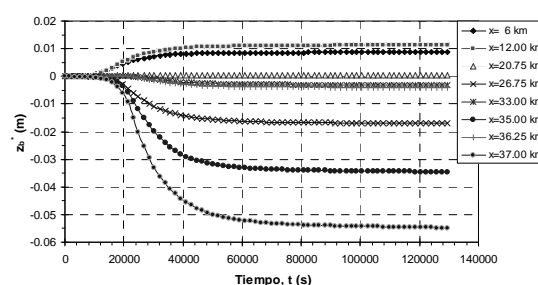


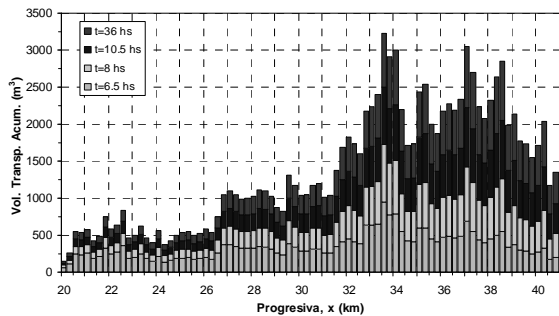
Figura 17. Evolución temporal del nivel del lecho, respecto al nivel inicial, en diferentes progresivas a lo largo del cauce.

Los procesos de erosión o depósito del lecho, se asocian a los diferentes gradientes espaciales del volumen transportado acumulado de sedimentos, que se presenta en la Figura 18. Gradientes positivos (negativos) se asocian a erosiones (depósitos).

### Simulación numérica a largo plazo

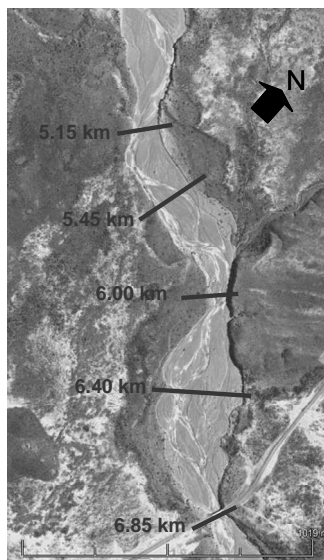
El modelo ha sido implementado también para analizar la evolución a largo plazo del lecho del A° Marea, en correspondencia con la sección donde se ha proyectado el emplazamiento de uno de los puentes de la RP1 tramo Caleta Córdova - Camarones.

A tales efectos se modeló el tramo terminal de 7.25 km de longitud.



**Figura 18.** Evolución espacial del volumen transportado acumulado de sedimento para diferentes tiempos.

En la Figura 19 se observa una imagen de detalle del tramo (aproximadamente 2 km) donde se indican las nuevas progresivas adoptadas (Progresiva 0 se corresponde con el extremo aguas arriba del tramo de 7.25 km). En dicha Figura, el puente proyectado se ubicaría en la progresiva 6.85 km.



**Figura 19.** Imagen de aproximadamente 2 km del tramo simulado a largo plazo, con indicación de progresivas.

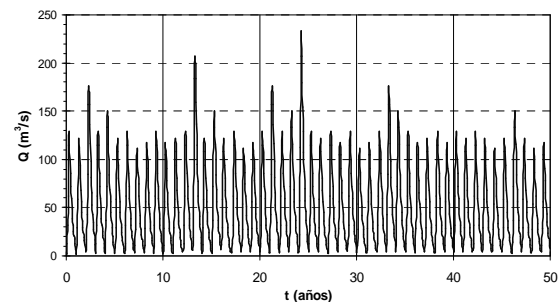
A los fines de determinar la evolución a largo plazo, de la zona de emplazamiento del puente, se simuló los procesos morfodinámicos del tramo terminal durante un período de 50 años.

El A° Marea se tipifica como de tipo intermitente, propio de climas semiáridos, donde solo circula caudal durante la estación de lluvias, es decir, durante el período del año sin lluvias el caudal es nulo.

Teniendo en cuenta esto, los caudales de entrada al tramo, para el período de 50 años, se generaron con

el modelo a partir de transformación lluvia-caudal, empleando una serie de eventos de lluvias de recurrencia: 1.15, 1.25, 1.5, 2, 5, 10, 25 y 50 años y, por simplicidad, la condición antecedente se mantuvo invariada para cada evento.

Sucesivamente, los hidrogramas generados se distribuyeron aleatoriamente, utilizando la función *Aleatorio* de Excel®, en el tiempo total de 50 años, como se observa en la Figura 20.



**Figura 20.** Caudales de entrada al tramo terminal del A° Marea.

El transporte de sedimentos se determinó con la ecuación de Engelund y Hansen, con  $\alpha_{eh}=0.05$  y  $b=0.8$ . El sedimento del lecho se representó con 6 fracciones, asignando a la fracción 7 ( $d_7=512$  mm) un valor nulo ( $f_7=0$ ), dado que en el lecho del tramo terminal no se encuentra presente dicha clase granulométrica. Los diámetros representativos fueron:  $d_1=0.125$  mm,  $d_2=0.5$  mm,  $d_3=2$  mm,  $d_4=8$  mm,  $d_5=32$  mm,  $d_6=128$  mm. Con intervalo de clase  $\Delta\phi=2$ . La porosidad del sedimento se adoptó igual a 0.4 y la densidad  $2650$  kg/m<sup>3</sup>.

El paso de integración espacial se adoptó igual a  $\Delta x=50$  m, quedando conformadas 145 secciones de cálculo. Se adoptó el modelo de tres estratos, dado que la longitud de adaptación estimada del  $d_1$  resulta  $\lambda_{*1}\approx 290$  m, es decir, mayor al  $\Delta x=50$  m adoptado para las simulaciones. Los coeficientes de peso de los esquemas numéricos (Basile, 2016) fueron:  $\theta_s=0.55$ ,  $\psi_s=0.5$ ,  $\theta_w=0.65$  y  $\psi_w=0.5$ .

### Análisis de resultados

En la Figura 21 se presenta la evolución temporal del caudal en las prog. 6.45 km y 6.85 km (sección de emplazamiento del puente proyectado). En esta simulación, el coeficiente de rugosidad de Manning, calculado dinámicamente en función del  $d_{90}$ , varían entre  $0.030$  y  $0.032$  s/m<sup>1/3</sup>.

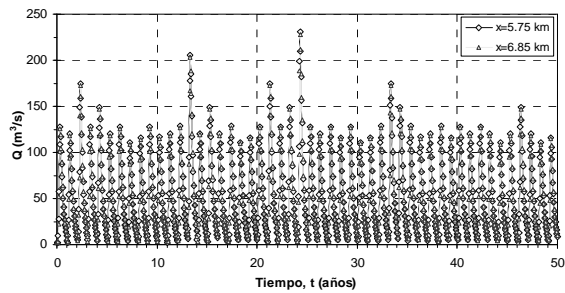


Figura 21. Hidrogramas calculados en dos progresivas a lo largo del cauce principal.

En las Figuras 22 y 23 se observan la profundidad de flujo y la velocidad media (durante los períodos activos del cauce) en las secciones 6.45 km y 6.85 km, respectivamente. La primera localizada en una zona de expansión del cauce y la segunda en una zona de contracción de flujo, lo cual explica los diferentes valores de profundidad y velocidad de flujo.

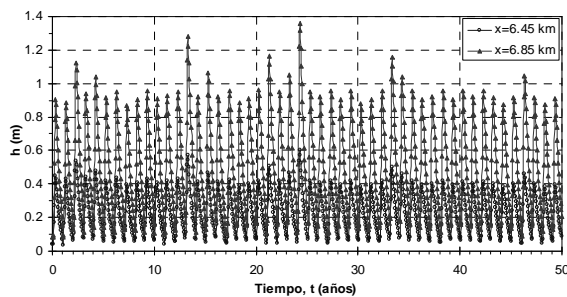


Figura 22. Evolución temporal de la profundidad de flujo, calculada en dos progresivas a lo largo del cauce principal.

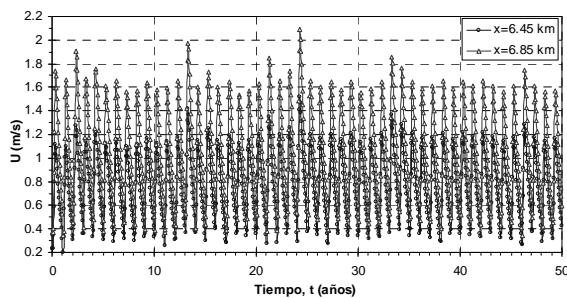


Figura 23. Evolución temporal de la velocidad de flujo, calculada en dos progresivas a lo largo del cauce principal.

En la Figura 24 se presenta la evolución temporal del transporte total de sedimentos, los cuales evidencian gradientes espaciales positivos entre dichas secciones.

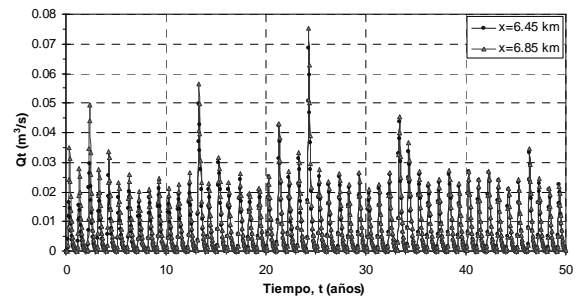


Figura 24. Evolución temporal del transporte total de sedimentos en diferentes progresivas a lo largo del cauce principal.

En la Figura 25 se presenta la evolución espacial de la variación del nivel del lecho, respecto al nivel inicial, a lo largo del tramo de 2.2 km, comprendido entre progresivas 5 km y 7.2 km.

El puente proyectado se ubicaría en la Progresiva 6.85 km, en una zona de evidente contracción de flujo, donde se observa un descenso del nivel del lecho, el cual tiende asintóticamente a estabilizarse al cabo de los 50 años de simulación, con una variación del orden de los -0.13 m (negativo al tratarse de una erosión).

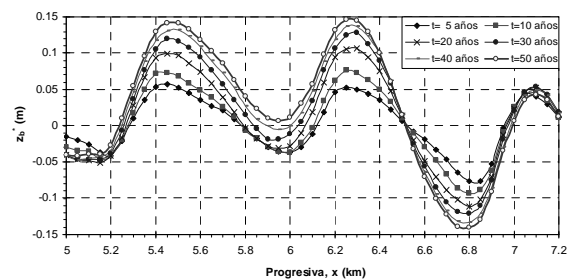


Figura 25. Evolución espacial del nivel del lecho, respecto al nivel inicial, a largo plazo.

Por otra parte, las secciones correspondientes a las máximas expansiones presentan deposiciones de sedimentos, resultando valores positivos de  $z_b^*$  del orden de los 0.14 m.

Como mencionado anteriormente, los procesos de erosión o depósito del lecho, reportados en Figura 25, se asocian a los diferentes gradientes espaciales del volumen transportado acumulado de sedimentos, que se presenta en la Figura 26, los gradientes positivos (negativos) se asocian a erosiones (depósitos).

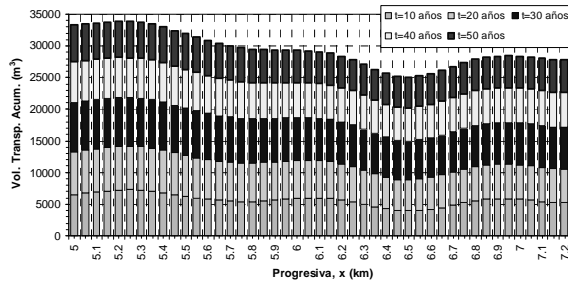


Figura 26. Evolución espacial del volumen de transporte total acumulado de sedimentos, para diferentes tiempos.

Es interesante observar como evoluciona temporalmente el nivel del lecho, en algunas secciones características del tramo, hasta alcanzar los valores finales de erosión o deposición que se muestran en la Figura 25.

Por ejemplo, en las Figuras 27 y 28 se presentan las evoluciones temporales del nivel del lecho, respecto al nivel inicial, en diferentes secciones sujetas a erosión y deposición, respectivamente.

En la Figura 27 se observa que, si bien a escala inter-anual la tendencia es a la erosión, con una disminución en su gradiente temporal; a escala intra-anual, es decir, durante el tránsito de las distintas crecidas, el lecho exhibe un proceso de erosión-deposición. El valor final de  $z_b^*$  en las progresivas 6.80 km y 6.85 km es del orden de -0.13 m y -0.14 m, respectivamente.

El mismo comportamiento se observa en la Figura 28, pero para el caso de una tendencia general a la deposición. En este caso, el valor final de  $z_b^*$ , que se alcanza al cabo de 50 años, en la progresiva 6.45 km (en una zona de evidente expansión de flujo) es del orden de 0.14 m.

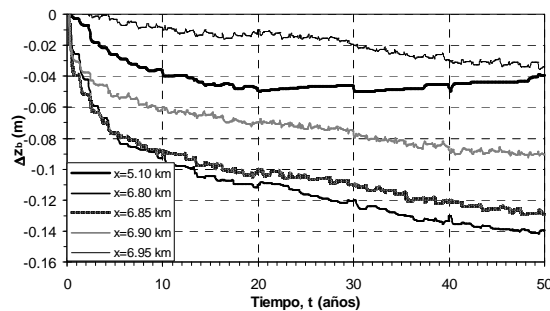


Figura 27. Evolución temporal del nivel del lecho, respecto al nivel inicial, en diferentes secciones sujetas a erosión.

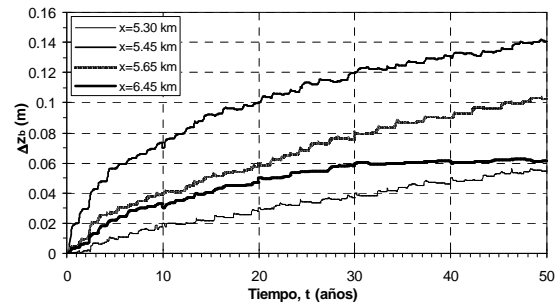


Figura 28. Evolución temporal del nivel del lecho, respecto al nivel inicial, en diferentes secciones sujetas a deposición.

En las Figuras 29, 30, 31 y 32 se presenta la evolución espacial de la composición del lecho correspondiente a las fracciones de mayor presencia en el lecho,  $f_2$  ( $d_2=0.5$  mm),  $f_3$  ( $d_3=2$  mm),  $f_4$  ( $d_4=8$  mm) y  $f_5$  ( $d_5=32$  mm). Se observa que al cabo de 50 años, la composición es ligeramente más fina, es decir, se verifica un aumento de las fracciones asociadas a las clases de menor diámetro ( $d_2$  y  $d_3$ ) y una disminución de las fracciones correspondientes a los de mayor diámetro ( $d_4$  y  $d_5$ ).

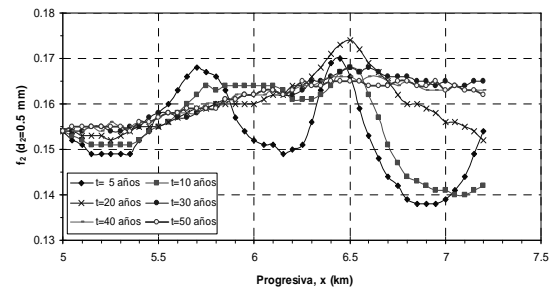


Figura 29. Evolución espacial de la composición del lecho (fracción  $f_2$  asociada a  $d_2=0.5$  mm) a largo plazo.

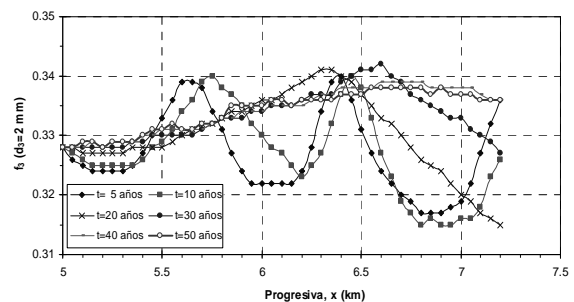
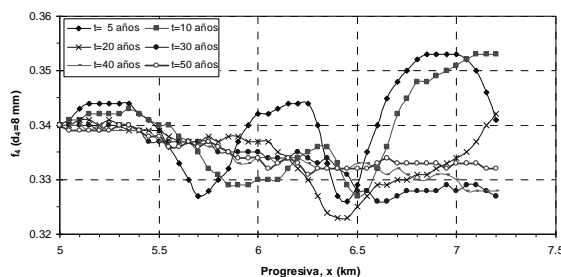
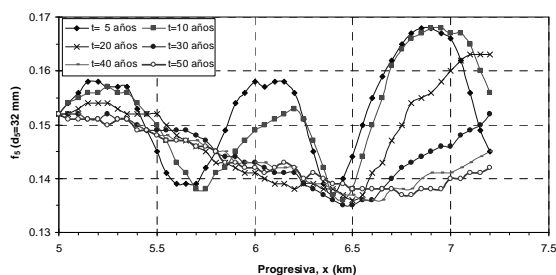


Figura 30. Evolución espacial de la composición del lecho (fracción  $f_3$  asociada a  $d_3=2$  mm) a largo plazo.



**Figura 31. Evolución espacial de la composición del lecho (fracción  $f_4$  asociada a  $d_4=8$  mm) a largo plazo.**



**Figura 32. Evolución espacial de la composición del lecho (fracción  $f_5$  asociada a  $d_5=32$  mm) a largo plazo.**

## CONCLUSIONES

El modelo TEDRI-1D7C constituye una herramienta robusta y eficiente para simular numéricamente, en forma integral a escala de cuenca, los procesos hidrológicos, hidrodinámicos y morfodinámicos, en ríos aluviales con lechos de sedimentos no-uniformes y pendientes superiores a 0.002. El modelo fue verificado en cuencas reales, con crecidas de diseño extraordinarias, a corto y largo plazo, y con experimentos de laboratorio; reproduciendo en ambos casos la hidro-morfodinámica en forma muy satisfactoria.

En las simulaciones de los experimentos de Wong & Parker (2006b) se observa que, efectivamente el lecho móvil de equilibrio del canal no experimenta procesos acentuados de erosión o depósito, ante el tránsito de la serie de hidrogramas impuestos. El nivel del lecho fluctúa ligeramente entorno al valor inicial, manteniendo su pendiente de equilibrio. Cabe aclarar que esto es debido sustancialmente a la configuración prismática del canal (ancho constante) y al ingreso de sedimentos impuesto en el contorno aguas arriba igual al transporte global de cada hidrograma promediado sobre el tiempo de base. Además, se constata que la hipótesis de invariabilidad general del lecho, en términos de pendiente, se extiende también a la pendiente de la superficie libre del agua.

Por otra parte, en las simulaciones de los experimentos de Soni et al. (1980), el ingreso de sedimentos en exceso respecto a la capacidad de transporte en equilibrio, aún en un canal de ancho constante, muestra que el proceso de sobrealimentación se traduce en una deposición generalizada que se propaga a lo largo del canal. Es evidente que lo contrario ocurriría si el transporte en ingreso es en defecto.

En la simulación a largo plazo, del tramo final del A° Marea, se observa que, si bien a escala inter-anual la tendencia en las secciones en contracción (expansión) es a la erosión (deposición), con una disminución en su gradiente temporal; a escala intra-anual, es decir, durante el tránsito de las distintas crecidas anuales, el lecho exhibe un proceso de erosión-deposición. Por lo tanto, la erosión (o deposición) asintótica final se alcanza a través de ciclos repetidos de erosión y depósito.

El modelo puede ser aplicado en el estudio de procesos de erosión-deposición de sedimentos, para el proyecto de fundaciones de puentes, defensa de márgenes, localización de obras de toma, ingreso de sedimentos a embalses, medidas de mitigación contra el transporte excesivo, etc., es decir, en todos aquellos casos donde es necesario determinar los procesos hidrológicos, hidrodinámicos y los procesos asociados de transporte y erosión-sedimentación general del río, en el sitio de emplazamiento de las obras.

Asimismo, el modelo puede ser implementado para determinar condiciones de borde, en cualquier tramo del río que se requiera, en vistas a la aplicación de modelos más sofisticados, con mayor grado de complejidad y mayor nivel de detalle (2D o 3D).

## AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la UNR por el apoyo brindado mediante los PID ING514 e ING509.

## REFERENCIAS

- Armanini, A. y Di Silvio, G. 1988. A one-dimensional Model for the Transport of Sediment Mixture in Non-equilibrium Condition. *Journal of Hydraulic Research, IAHR*, 26(3), 275-292.
- Ashida, K. y Michiue, M. 1971. An investigation of river bed degradation downstream of a dam. Proc. 14th Congress of the International Association of

- Hydraulic Research, IAHR. Societé Hydrotechnique de France, Paris, 3, 247-256.
- Basile, P.A.; Riccardi, G. y Garcia, M. 2016. Parametrizaciones de la Curva de Shields para Aplicaciones en Problemas de Ingeniería Fluvial. X Jornadas de Ciencia y Tecnología 2016. Universidad Nacional de Rosario.
- Basile, P.A y Riccardi, G. 2016. Desarrollo y Aplicación del Modelo Hidromorfodinámico TEDRI-1D7C. X Jornadas de Ciencia y Tecnología 2016. Universidad Nacional de Rosario.
- Basile, P.A. 1999. Modelación de procesos de erosión-sedimentación en ríos con lechos de sedimentos heterogéneos. *Cuadernos del CURIHAM*, 5(2), 89-105.
- Basile, P.A. 2000a. Modelación matemática hidromorfológica en ríos con lechos de sedimentos heterogéneos. XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica – IAHR, Córdoba, Argentina. Tomo III, 565-574.
- Basile, P.A. 2000b. Revisión de ecuaciones de transporte modificadas para sedimentos heterogéneos. XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica – IAHR, Córdoba, Argentina. Tomo I, 369-378.
- Basile, P.A. 2001. On the Number of Fractions to Compute Transport of Sediment Mixtures. *International Journal of Sediment Research*, 16(3), 399-407.
- Basile, P.A. 2002. Simulación Numérica de Eventos Hidro-Sedimentológicos Extremos en Ambientes Fluviales Montanos y Pedemontanos. *Cuadernos del CURIHAM*, 8(1), 11-25.
- Basile, P.A. 2016. Modelo Hidro-Morfodinámico TEDRI-1D7C. Departamento de Hidráulica y CURIHAM, FCEIA-UNR. Informe técnico DHC N°1\_06-16, 142 p.
- Basile, P.A. y Di Silvio, G. 1994. Interception and release of sediments by permeable check-dams. IAHR Workshop on Flood and Inundations Related to Large Earth Movements, C3.1-C3.17, Trento, Italia.
- Basile, P.A. y Zimmermann, E.D. 2008. Transferencia LLuvia-Caudal: Parte II. En: *Hidrología: Procesos y Métodos*, Hugo Orsolini; Erik Zimmermann; Pedro A. Basile. (Eds.). Rosario, 2008, Segunda Edición, pp. 163-208. Capítulo VII, Hidrología: Procesos y Métodos, ISBN 978-950-673-657-6.
- Basile, P.A.; Zimmermann, E.; Riccardi, G. y Swistoniuk, L. 2013. Análisis Hidrológico-Hidráulico y Evaluación de Procesos Erosivos en Fundaciones de Puentes. VI Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos. 6-8/11/2013. Santa Fe. Argentina. CD-ROM. ISBN-978-987-657-900-1.
- Bellos, C.; Basile, P.A. y Peviani, M. 1995. Numerical Models for Flood Wave Propagation in Mountain Rivers: An Application to the Torrent Mallero (Italy). III Workshop FRIMAR, Delft, Holanda. Delft Hydraulics Laboratory and Technological University of Delft.
- Cheng, N.S. 1997. Simplified settling velocity formula for sediment particle. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(2), 149-152.
- Chiari, M.; Friedl, K. y Rickenmann, D. 2010. A one-dimensional bedload transport model for steep slopes. *Journal of Hydraulic Research*, 48(2), 152-160.
- Chow, V.T.; Maidment, D.R. y Mays, L.W. 1994. *Hidrología Aplicada*. McGraw-Hill Interamericana S.A.
- Coulthard, T.J. y Van De Wiel, M.J. 2012. Modeling river history and evolution. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 370(1666), 2123-2142.
- Coulthard, T.J., Neal, J.C., Bates, P.D., Ramirez, J., de Almeida, G.A.M. y Hancock, G.R. 2013. Integrating the LISFLOOD-FP 2D hydrodynamic model with the CAESAR model: implications for modelling landscape evolution. *Earth Surface Processes and Landforms*, 38(15), 1897-1906.
- Cui, Y. y Parker, G. 1997. A quasi-normal simulation of aggradation and downstream fining with sock fitting. *International Journal of Sediment Research*, 12(2), 68-82.
- Di Silvio, G. 1983. Modelli matematici per lo studio di variazioni morfologiche dei corsi d'acqua a lunga e breve scala temporale. Studi e Ricerche N°356, Univ. di Padova, Italia.
- Di Silvio G. 2009. Simulating long-term river morphodynamics at watershed scale. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(10), 1680-1688.
- Di Silvio, G. 1989a. Excessive Sediment Transport and Overaggradation of Streams Following Major Earth Movements in Alpine Watersheds: A simplified Mathematical Model. International Symposium on River Sedimentation, Beijing, June 1989.
- Di Silvio, G. 1989b. L'evento in Valtellina del Luglio 1987. Informe U.O. 1.5, Gruppo Nazionale per le Difese delle Catastrofi Idrogeologiche. Consiglio Nazionale delle Ricerche, Italia.
- Di Silvio, G. 1992a. Flood and sediment dynamics in mountain rivers. NATO Advanced Study Institute on "Coping with floods". Erice, Italia.
- Di Silvio, G. 1992b. Influence of bottom aggradation in Alps rivers on floods. A case study: The torrent Mallero (Italy). NATO Advanced Study Institute on "Coping with floods". Erice, Italia.

- Di Silvio, G. y Brunelli, S. 1989. Experimental investigation on bed load and suspended load transport in mountain streams. International Workshop on Fluvial Hydraulics of Mountain Regions, Trent, Italy, October 3-6, 1989.
- Di Silvio, G. y Peviani, M. 1991. Modelling short and long-term evolution of mountain rivers: an application to the torrent Mallero (Italy). Lectures Notes in Earth Sciences 37, Springer-Verlag. A. Armanini y G. Di Silvio (Eds.). Fluvial Hydraulics of Mountain Regions.
- Egiazaroff, I. 1965. Calculation of nonuniform sediment concentrations. *Journal of the Hydraulic Division-ASCE*, 91(HY14), 73-80.
- Engelund, F. y Hansen A. 1967. A monograph on sediment transport in alluvial streams. Tech. Univ. of Denmark.
- Fasolato G., Ronco P., Di Silvio, G. 2009. How fast and how far do variable boundary conditions affect river morphodynamics? *Journal of Hydraulic Research*, 47(3), 329-339.
- Gomez, B., Cui, Y., Kettner, A.J., Peacock, D.H. y Syvitski, J.P.M. 2009. Simulating changes to the sediment transport regime of the Waipaoa River, New Zealand, driven by climate change in the twenty-first century. *Global and Planetary Change*, 67(3-4), 153-166.
- Hardy, R.J. 2013. Process-based sediment transport modeling. In: Shroder, J.F. (ed-in-chief). *Treatise on geomorphology*, Baas, A. (ed.) *Quantitative modeling of geomorphology*. San Diego: Academic Press, 147-159.
- Henderson, F.M. 1963. Flood waves in prismatic channels. *Journal of the Hydraulic Division, ASCE*, 89(HY4).
- Hirano, M. 1971. River Bed Degradation with Armouring. *Transactions of Japan Society of Civil Engineering (JSCE)*, 3(2), 194-195.
- Lauer, J.W.; Viparelli, E. y Piégay, H. 2016. Morphodynamics and sediment tracers in 1-D (MAST-1D): 1-D sediment transport that includes exchange with an off-channel sediment reservoir. *Advances in Water Resources*, 93(A), 135-139.
- Meyer-Peter, E. y Müller, R. 1948. Formulas for Bedload Transport. Proc. II Congress of the International Assoc. of Hydr. Research, IAHR, Estocolmo, 39-64.
- Mosselman, E. 2012. Modelling sediment transport and morphodynamics of gravel-bed rivers. In: *Gravel-bed rivers: processes, tools, environments*. Church, M., Biron, P.M. and Roy, A.G. (Eds.), Chichester: Wiley, 101-115.
- Parker, G. 1992. Some random notes on grain sorting. International Seminar on Grain Sorting. Ascona, Suiza. Mitteilungen 117 der Versuchsanstalt für Wasserbau, 19-76.
- Parker, G. 2008. Transport of Gravel and Sediment Mixtures. Chapter 3, 165-251. *Sedimentation Engineering: Processes, Measurements, Modeling and Practice*. ASCE Manual and Reports on Engineering Practice N° 110. Marcelo H. García (Ed.).
- Parker, G. y Sutherland, A.J. 1990. Fluvial armor. *Journal of Hydraulic Research*, 28(5), 529-544.
- Ribberink, J.S. 1987. Mathematical modelling of one-dimensional morphological changes in rivers with non-uniform sediment. *Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering*. Report 87-2, T.U. Delft. Holanda.
- Siviglia, A. y Crosato, A. 2016. Numerical modelling of river morphodynamics: Latest developments and remaining challenges. *Advances in Water Resources*, 93(A), 1-3.
- Soni, J.P., Garde, R.J. y Raju, K.G.R. 1980. Aggradation in streams due to overloading. *Journal of Hydraulic Division, ASCE*, 106(HY1), 117-132.
- Stecca, G.; Siviglia, A. y Blom, A. 2016. An accurate numerical solution to the Saint-Venant-Hirano model for mixed-sediment morphodynamics in rivers. *Advances in Water Resources*, 93(A), 39-61.
- Sun, J., Lin, B. y Yang, H. 2015. Development and application of a braided river model with non-uniform sediment transport. *Advances in Water Resources*, 81, 62-74.
- Takahashi, T. 1981. Debris Flow. *Annual Review of Fluid Mechanics*. Vol. XIII, 57-77.
- Thorne, C., Wallerstein, N., Soar, P., Brookes, A., Wishart, D., Biedenharn, D., Gibson, S., Little, C., Mooney, D., Watson, C. C., Green, T. y Coulthard, T. 2010. Accounting for sediment in flood risk management. In: *Flood risk science and management*, Pender, G. and Faulkner, H. (eds). Chichester: Wiley-Blackwell, 87-113.
- Tsujimoto, T. 1999. Fluvial processes in streams with vegetation. *Journal of Hydraulic Research, IAHR*. Special Issue on Fluvial Hydraulics, 37(6), 789-803.
- USACE 1994. Streamflow and reservoir routing. In *Engineering and design: Flood-runoff analysis*. 9, EM 1110-2-1417, US Army Corps of Engineers, Davis, CA.
- USACE 2010. HEC-HMS Hydrologic Modeling System. User Manual. Version 3.5. Report N° CPD 74A. August 2010. US Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center. USA.
- van Rijn, L.C. 1984. Sediment Transport, Part III: Bed Forms and Alluvial Roughness. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 110(12), 1733-1754.

- Vries, M. de 1959. Transients in bed-load transport (basic considerations). Delft Hydraulics, Report N° R3.
- Vries, M. de 1965. Considerations about non-steady bed-load transport in open channels. Proc. 11th Congress of the International Association of Hydraulic Research (IAHR), Leningrad, 3.8.1-3.8.8.
- Vries, M. de 1969. Solving river problems by hydraulic and mathematical models. Delft Hydraulics, Publ. N° 76-II.
- Wang, Z.Y.; Wai, O.W.H. y Cui, P. 1999. Field Investigation into Debris Flow Mechanism. *International Journal of Sediment Research*, 14(4), 10-22.
- Williams, R.D.; Brasington, J. y Murray Hicks, D. 2016. Numerical Modelling of Braided River Morphodynamics: *Review and Future Challenges*. *Geography Compass* 10/3 (2016): 102–127. Geography Compass © 2016 John Wiley & Sons Ltd.
- Wong, M. y Parker, G. 2006a. Re-analysis and correction of bedload relation of Meyer-Peter and Müller using their own database. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 132 (11), 1159-1168.
- Wong, M. y Parker, G. 2006b. One-dimensional modeling of morphodynamic bed evolution in a gravel-bed river subject to a cycled flood hydrograph. *Journal of Geophysical Research-Earth Surface*, 111.
- Wu, W. y S.S.Y. Wang 2008. One-dimensional explicit finite-volume model for sediment transport with transient flows over movable beds. *Journal of Hydraulic Research*, 46(1), 87–98.
- Artículo recibido el 11/2016 y aprobado para su publicación el 12/2016.